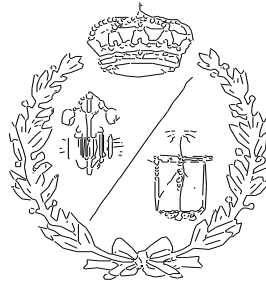


ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACIÓN

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



Proyecto Fin de Grado

**DISEÑO DE UN PUENTE GRÚA AISLADO
CON CAPACIDAD DE CARGA DE 10
TONELADAS PARA UNA NAVE
INDUSTRIAL PREEXISTENTE
(DESIGN OF A INSOLATED BRIDGE CRANE
WITH 10 TON LOAD CAPACITY FOR A PRE-
EXISTING INDUSTRIAL BUILDING)**

Para acceder al Título de

GRADUADO EN INGENIERÍA MECÁNICA

Autor: Rubén Fernández Bueno

Febrero-2021

RESUMEN

El presente proyecto tiene como objeto la descripción del diseño de un puente grúa destinado a la mejora productiva de una empresa manufacturera. Dicha máquina deberá de agilizar las tareas de carga y descarga, almacenaje y montaje, para lo que se fijará una capacidad de carga máxima de 10 toneladas. Debido a las dimensiones de la nave, la grúa deberá de tener una luz de 7200 mm y una altura máxima de 5610 mm.

Tras el planteamiento de las diferentes opciones con las que cumplir las especificaciones del cliente, la conclusión a la que se llega es a la de un puente grúa monorraíl, con su estructura aislada a la del resto de la nave y con el último tramo de viga carril en voladizo, ver Figura 1. Esta configuración será capaz de cumplir con el servicio al que irá destinado garantizando, además, una alteración mínima de la nave en la que irá instalado.

Las cuestiones más importantes que se plantean durante el diseño son: la selección de los elementos mecánicos, el dimensionamiento óptimo de las vigas carril, la disposición de las diferentes uniones y la cimentación de la estructura.

El Anexo I describe el procedimiento de selección de los componentes mecánicos, los cuales se agrupan en: dispositivo de elevación y dispositivo de avance. Para ello, se clasificarán a los mecanismos en función de su intensidad de uso y de su relación entre la carga con la que operarán y la máxima carga de servicio.

En el Anexo II, se relata el cálculo y dimensionamiento de los elementos estructurales que conforman a la máquina, teniendo en cuenta las acciones debidas al peso propio, debido a la carga de servicio y debido a las inercias producidas por las aceleraciones de los componentes mecánicos.

En el Anexo III se detalla el diseño de las uniones de los elementos estructurales y su verificación para el servicio al que irá destinada la máquina, ya sean atornilladas o soldadas.

El Anexo IV aborda el cálculo de la cimentación de la estructura. Dicha cimentación se compondrá de zapatas aisladas con la peculiaridad de que los pilares deberán de colocarse descentrados para garantizar una distancia mínima con las paredes de la nave.

En el Anexo V se describe la modificación que sufrirá el cuadro general eléctrico al instalarse el puente grúa en la nave. Dicho cuadro, se deberá de reubicar y reconfigurar, añadiendo un nuevo ramal que se encargará de la alimentación de la máquina diseñada en este proyecto.

Por último, se encuentra el Documento VI, donde se describen los valores de las diferentes partidas presupuestarias analizadas en este proyecto. El presupuesto total de este puente grúa asciende hasta los 52.672,84 €.

La elaboración de este proyecto se llevó a cabo siguiendo la normativa correspondiente, entre otros, el Eurocódigo "EN 1991: Acciones sobre estructuras. Parte 3: Acciones inducidas por grúas y maquinaria".



Figura 1. Render del puente grúa proyectado.

ABSTRACT

The purpose of this project is to describe the design of an overhead crane for the production improvement of a manufacturing company. This machine will speed up the loading and unloading, storage and assembly tasks, for which a maximum load capacity of 10 tons will be set. Due to the dimensions of the building, the crane must have a span of 7200 mm and a maximum height of 5610 mm.

After considering the different options to meet the client's specifications, the conclusion reached is that of a monorail bridge crane, with its structure isolated from the rest of the building and with the last section of the rail beam cantilevered (Figure 1). This configuration will be capable of carrying out the service it was designed for, while guaranteeing a minimum alteration of the building.

The most important issues that arose during the design were: the selection of the mechanical elements, the optimal sizing of the rail beams, the arrangement of the different joints and the foundation of the structure.

Annex I describes the selection procedure of the mechanical components, which are grouped into: lifting device and advancement device. For this purpose, the mechanisms will be classified according to their usage and their relationship between the load with which they will operate and the maximum service load.

Annex II describes the calculations and sizing of the structural of the machine, taking into account the actions due to its own weight, the service load and the inertias produced by the accelerations of the mechanical components.

Annex III details the design of the joints of the structural elements and their verification for the service to which the machine is intended for, whether bolted or welded.

Annex IV describes the calculations of the structure's foundation. This foundation will consist of isolated footings and off-centred pillars that guarantee a minimum distance from the walls of the building.

Annex V describes the modification that the electrical panel will undergo when the bridge crane is installed in the building. This panel will have to be relocated and reconfigured, adding a new branch that will be in charge of the power supply for the machine designed in this project.

Finally, Document VI describes the values of the different budget items analyzed in this project. The total budget for this bridge crane amounts to 52.672,84 €.

The elaboration of this project was carried out following the corresponding standards, such as the Eurocode "EN 1991: Actions on structures. Part 3: Actions induced by cranes and machinery".



Figura 2. Render of the projected bridge crane.

DOCUMENTO I

MEMORIA

ÍNDICE DEL DOCUMENTO I. MEMORIA

1.	OBJETO.....	5
2.	ANTECEDENTES.....	5
3.	ALCANCE:	6
4.	REFERENCIAS	7
4.1.	NORMAS APLICADAS.....	7
4.2.	PROGRAMAS DE CÁLCULO	8
4.3.	CATÁLOGOS	8
4.4.	BIBLIOGRAFÍA.....	8
4.5.	WEBGRAFÍA.....	9
5.	DEFINICIONES Y ABREVIATURAS	10
5.1.	DEFINICIONES	10
5.2.	ABREVIATURAS	11
6.	REQUISITOS DE DISEÑO	13
6.1.	REQUISITOS ESTABLECIDOS POR EL CLIENTE	13
6.2.	REQUISITOS DEL DISEÑADOR Y PARÁMETROS.....	13
7.	ANÁLISIS DE SOLUCIONES	14
7.1.	TIPO DE POLIPASTO	14
7.2.	VIGA PRINCIPAL	15
7.3.	EL AVANCE DEL PUENTE.....	15
7.4.	LA ESTRUCTURA DE LA GRÚA.....	16
7.5.	VIGA CARRIL.....	16
7.6.	LAS COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA	17
8.	SOLUCIÓN ADOPTADA.	18
8.1.	VIGA PRINCIPAL	18
8.2.	POLIPASTO	19
8.3.	LOS CABEZALES O TESTEROS.....	19
8.4.	EL RAÍL.....	19
8.5.	VIGA CARRIL.....	20
8.6.	COLUMNAS	20
8.7.	CIMENTACIÓN.....	21
9.	PLANIFICACIÓN	22
10.	PRESUPUESTO.....	22

1. OBJETO

El objeto del presente proyecto es el del diseño de un puente grúa con capacidad de carga de 10 toneladas, que se instalará en una nave industrial preexistente y operativa. La máquina será capaz de cargar y descargar materiales y montajes voluminosos.

2. ANTECEDENTES

Este puente grúa cumplirá las necesidades de la empresa “Beyfe manufacturas” situada en el Polígono de Trascueto, en el municipio de Revilla de Camargo, provincia de Cantabria, cuya localización se muestra en la Figura1. Su labor principal es la fabricación de muebles y rótulos luminosos, aunque en ocasiones, se encargan del montaje de elementos pesados y voluminosos como marquesinas. Es por ello por lo que, un dispositivo de elevación, facilitará las tareas de carga y descarga, transporte y montaje para no tener que denegar ningún pedido por pesado que pueda resultar.



Figura1. Localización del taller. Fuente: Google Maps.

3. ALCANCE:

Este proyecto pretende dar solución a un problema real sobre la mejora de la producción mediante el uso de un puente grúa, el cual facilitará las tareas de carga y descarga, montaje y almacenaje, como el que se muestra en la Figura 2. Dicho proyecto abarca todos los puntos de diseño de un puente grúa, aunque se centra más específicamente en el cálculo de su estructura. Concretamente, el alcance de este proyecto será:

- Selección de los elementos mecánicos necesarios para su funcionamiento.
- Cálculo de las cargas que se originarán sobre la máquina.
- Dimensionamiento de los perfiles estructurales: viga principal, vigas carrileras y postes.
- Cálculo de la cimentación.
- Cálculo de las uniones de la estructura.
- Creación de planos.
- Actualización del esquema eléctrico.
- Realización de mediciones.
- Cálculo del presupuesto.

El proyecto no incluirá el estudio básico de seguridad y salud, ni el estudio de impacto medioambiental los cuales serán encargados a subcontratas.



Figura 2. Puente grúa de 5 Tn con estructura aislada. Imagen obtenida de:
<https://i.ytimg.com/vi/-M9v82IYFGU/maxresdefault.jpg>

4. REFERENCIAS

4.1. NORMAS APLICADAS

Para la elaboración de los documentos del presente proyecto se ha recurrido a la siguiente normativa:

- [1] UNE 58112-91: “Grúas y aparatos de elevación. Clasificación. Parte 1: general”
- [2] UNE 58132-2: “Aparatos de elevación. Reglas de cálculo. Parte 2: solicitudes y casos de solicitudes que deben de intervenir en el cálculo de las estructuras y de los mecanismos”
- [3] EN 1993-6: “Design of steel structures- Part 6: Crane supporting structures”
- [4] EN 1991-3: “Actions on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery”
- [5] UNE 76201-88: “Construcciones metálicas. Caminos de rodadura de puentes grúa. Bases de cálculo”
- [6] UNE-EN 13001-2: “Seguridad de las grúas. Requisitos generales de diseño. Parte 2: Acciones de la carga”
- [7] UNE-EN 13001-1: “Grúas. Requisitos de diseño. Parte 1: Principios generales y requisitos”
- [8] UNE-EN 1993-1-1:2013: “Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios”
- [9] UNE-EN 1993-1-8:2011: “Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones”
- [10] UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014: “Eurocode 3: Design of steel structures”
- [11] UNE-EN 1993-1-9:2013: “Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-9: Fatiga”
- [12] UNE-EN 1993-1-8:2011: “Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones”
- [13] UNE-EN 13001-3-1:2012+A2: “Grúas. Diseño general- Parte 3-1: Estados límite y prueba de aptitud de las estructuras de acero”
- [14] UNE-EN 13001-3-2: “Seguridad de las grúas. Requisitos generales de diseño. Parte 3-2: Estado límite y prueba de aptitud de cables metálicos en polipastos”
- [15] UNE-EN 13001-3-3: “Grúas. Requisitos generales de diseño. Parte 3-3: Estados límite y prueba de aptitud de los contactos rueda/rail”
- [16] UNE-EN 1990:2019: “Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras”

4.2. PROGRAMAS DE CÁLCULO

Para la creación de este proyecto se han usado los siguientes programas:

- Autodesk Robot Structural Analysis (Figura 4): utilizado para el cálculo y simulación de los componentes de la estructura.
- Dlubal Craneway (Figura 5): utilizado para el cálculo y simulación de la viga carril. Se trata de un software dedicado exclusivamente al cálculo de este componente estructural.
- Microsoft Excel (Figura 6): utilizado para la realización de los cálculos necesarios.
- Autodesk Inventor Profesional (Figura 3): utilizado para la comprobación de las uniones atornilladas.



Figura 4. Logotipo Robot Structural Analysis. Fuente: Google imágenes

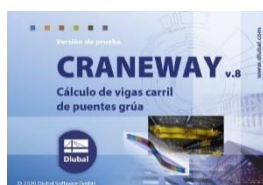


Figura 5. Imagen del software Craneway



Figura 6. Logotipo de Microsoft Excel. Fuente: Google imágenes



Figura 3. Logotipo Inventor. Fuente: Google imágenes.

4.3. CATÁLOGOS

Para la selección de los componentes mecánicos se consultó los siguientes catálogos:

- [17] Catálogo polipasto de nueva generación GH.
- [18] Catálogo testers apoyados Harrington.

4.4. BIBLIOGRAFÍA

Durante la elaboración de este proyecto se consultaron los siguientes documentos:

- [19] “Aparatos de elevación y transporte – Tomo 2 – Hellmut Ernst”
- [20] “Resistencia de materiales – Primera parte – Timoshenko”
- [21] “Resistencia de materiales – Segunda parte - Timoshenko”
- [22] “Puente grúa de 10 Tn. Joan Guerra Albuja. Universidad Politécnica de Valencia”
- [23] “Diseño y cálculo de grúa para almacén con capacidad para 5 Tn. Carlos Resa Fernández. Universidad Carlos III de Madrid”

- [25] “Diseño de un transportador de banda de 90 metros de longitud y 1500 m³/h de capacidad de transporte de piedra caliza. Jesús Ángel Arroyo. Universidad de Cantabria”
- [26] “Implementación de un sistema de control de riesgos laborales en plantas industriales mediante tecnología GIS. María del Sol Ruíz Herrera. Universidad de Cantabria”
- [27] “Diseño y cálculo estructural de nave industrial con puente grúa para almacenaje y distribución de tuberías. Alberto Martínez Carral. Universidad de Cantabria”
- [28] “Cálculo y diseño de un puente grúa. David Ibáñez García. Universidad de Cantabria”

4.5. WEBGRAFÍA

Para la elaboración de este proyecto se ha consultado las siguientes páginas web.

- [29] https://spain.ghcranes.com/?gclid=Cj0KCQiA3YABhCnARIsAKYDH7sDTdfZZd9gmIZo4qbrhxNqbrhx-OkAeAVsKOTzZROksx9qrZVXrEQaAmigEALw_wcB
- [30] <https://www.harringtonhoists.com/>
- [31] https://www.youtube.com/watch?v=5Nd_GaWJWi4&t=4359s
- [32] <https://www.gantrex.com/>
- [33] http://ocw.uniovi.es/pluginfile.php/3212/mod_resource/content/1/Teoria/Cap_XI_II.pdf
- [34] https://prezi.com/1qhjtugd_yyp/disenio-y-calculo-de-vigas-carril-puente-grua/
- [35] https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/10386/Annex_III.pdf?sequence=5&isAllowed=y
- [36] https://gdocu.upv.es/alfresco/service/api/node/content/workspace/SpacesStore/aa9bb680-799f-48e1-a99f-868525facea/TOC_0557_03_01.pdf?guest=true
- [37] https://itec.es/banco-precios-bedec/materials/hormigon-estructural-eb065_01/
- [38] <https://www.electromaterial.com/Magnetotermico-4-Polos-x-25-A-LEGRAND>
- [39] https://www.efectoled.com/es/comprar-interruptores-diferenciales/1080-interruptor-diferencial-industrial-4p-30ma-clase-ac-6ka.html?gclid=CjwKCAiAjeSABhAPEiwAqfxURYz5oxzScsbkeHPIrLgRn4RbPI0BPK3JO4x1wz7ZtQVvKQ3KMKIEGExoCA_kQAvD_BwE&gclsrc=aw.ds

- [40] http://www.generadordeprecios.info/obra_nueva/Instalaciones/Electricas/Instalaciones_interiores/IEI040_Red_de_distribucion_interior_para_I.html#gsc.tab=0
- [41] http://www.tosuga.com/pdf/tornilleria/ROSMIL_Tarifa2015.pdf
- [42] <https://www.plcmadrid.es/rebt/itc-bt-17-dispositivos-generales-e-individuales-de-mando-y-proteccion-interruptor-de-control-de-potencia/#>
- [43] https://www.lkgoodwin.com/more_info/tm_single_girder_top_tunning_motorized_end_trucks/tm_single_girder_top_running_motorized_end_trucks.shtml
- [44] <http://vfingenieros.es/clientes/servicios/proyectos/reforma-puente-gr%C3%BA-birrail-en-taller-de-10-18-t>

5. DEFINICIONES Y ABREVIATURAS

5.1. DEFINICIONES

En la Figura 7, se muestran las partes más importantes que constituyen a un puente grúa:

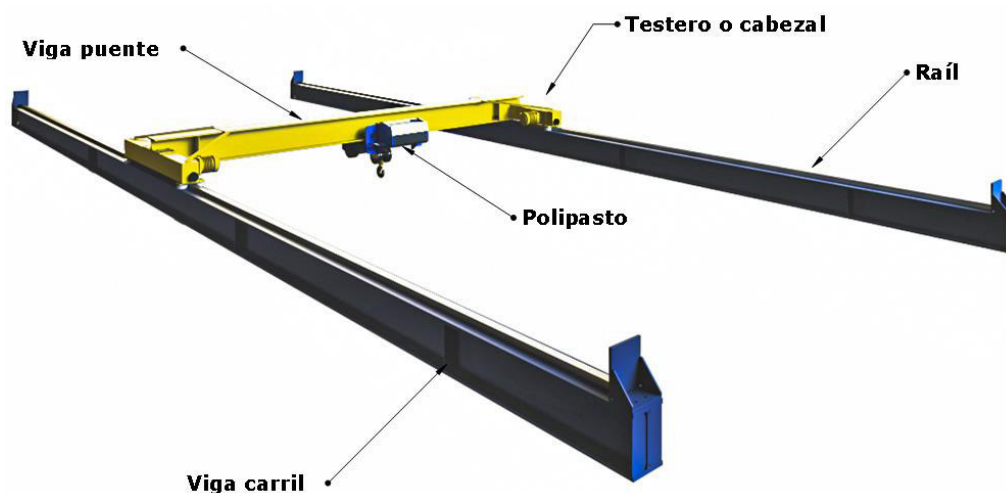


Figura 7. Partes de un puente grúa.

- **Viga puente:** se trata de la viga principal. Es el elemento estructural encargado de transmitir los esfuerzos generados por la carga izada hacia las vigas carrileras.
- **Viga carril:** como su propio nombre indica, se trata de un elemento estructural que hará de carril. La viga puente se trasladará por ella.
- **Raíl:** hace de guía para los testeros. Su misión es transmitir las cargas producidas en servicio hacia las almas de las vigas carrileras.

- **Testero:** son componentes mecánicos que dotan de movimiento a la viga puente.
- **Polipasto:** es un carro que cuenta con un polipasto capaz de levantar la carga de servicio. A su vez, también se encarga de mover transversalmente los elementos izados.

5.2. ABREVIATURAS

En la tabla se describe la nomenclatura que aparece en el “Documento II. Anexos” que se ha usado para la realización de los cálculos.

Tabla 1. Definiciones y abreviaturas.

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	UNIDAD
k_p	Coeficiente nominal del espectro de las cargas	-
v	Velocidad	m/s^2
P	Potencia	kW
L	Luz de una viga	m
H	Altura desde el suelo hasta el ala inferior de la viga puente	m
Q_u	Carga útil	kN
Q_s	Carga de servicio	kN
Q_p	Carga del carro-polipasto	kN
ψ	Coeficiente dinámico	-
γ_c	Coeficiente estático	-
F	Flecha	mm
σ	Tensión	Kg/cm^2
$\sigma_{oz,Ed}$	esfuerzo de compresión en el alma de la viga	Kg/cm^2
I_{rf}	Momento de inercia de la sección del raíl más la del ala superior.	cm^4
l_{eff}	Longitud efectiva de la zona cargada	cm
$Q_{ci,j}$	Carga peso propio sobre la rueda i en el raíl j	kN
$Q_{hi,j}$	Carga de servicio sobre la rueda i en el raíl j	kN
$H_{Li,j}$	Carga debida al desplazamiento del puente	kN
φ_5	Factor dinámico	-
k	Fuerza motriz	kg
n_r	Número de raíles	-
μ	Factor de fricción	-

Tabla 1. Definiciones y abreviaturas.

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	UNIDAD
$Q_{r,min}$	Sumatorio de las cargas de cada rueda motriz sin que la máquina esté cargada	kN
H_B	Carga de impacto sobre los topes	kN
φ_7	Factor dinámico de impacto	-
v_I	Velocidad del testero durante el 70% del recorrido	m/s
m_c	Masa de la grúa más la carga	kg
S_B	Constante del muelle del tope	N/m
ξ_b	Comportamiento del muelle	-
$H_{Ti,j}$	Carga transversal debida al avance del puente con el polipasto descentrado.	kN
l	Luz del puente	m
l_s	Distancia del centro de la estructura al centro de masas	m
M	Momento originado por el desequilibrio cuando se produce el avance del puente	Kg·m
H_{T3}	Carga originada por las aceleraciones del carro	kN
Q	Carga nominal	kg
C	Peso del carro y su equipo	kg
ω	Factor de resistencia por fricción	-
j_c	Aceleración media del carro	m/s ²
$H_{Si,j}$	Carga debida al fallo de alineación	kN
φ_1	Factor dinámico que cuantifica la sollicitación de la estructura al levantar la carga del suelo	-
φ_2	Factor dinámico que cuantifica los efectos de la inercia y de la gravedad debidos al levantamiento de una carga libre.	-
φ_3	Factor dinámico que cuantifica los efectos de la inercia debida a la liberación repentina de una parte de la carga	-
φ_4	Factor dinámico que cuantifica los efectos dinámicos debidos al desplazamiento de la grúa por una superficie irregular	-
β_3	Factor de liberación de la carga.	-
γ_G	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes	-

Tabla 1. Definiciones y abreviaturas.

SÍMBOLO	DENOMINACIÓN	UNIDAD
γ_Q	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de la grúa.	-
γ_{Q0}	Coeficiente parcial de seguridad de otras acciones variables.	-
δ_y	Desplazamiento en y.	mm
δ_z	Desplazamiento en z.	mm
φ_{fat}	Factor de amplificación dinámica debido a fatiga.	-
a	Espesor de la soldadura.	mm
L_i	Longitud de la discontinuidad de un cordón de soldadura	mm
L_w	Longitud del cordón de soldadura.	mm
F_T	Fuerza tangencial.	N
F_a	Fuerza axial máxima.	N

6. REQUISITOS DE DISEÑO

6.1. REQUISITOS ESTABLECIDOS POR EL CLIENTE

Los requisitos fijados por la empresa son los siguientes:

- El puente grúa tendrá que adaptarse a la nave y no al revés.
- El recorrido del puente grúa deberá de abarcar el largo de la nave.
- El puente grúa deberá de ser capaz de:
 - Descargar tableros de madera y de otros materiales para almacenarlos en la nave.
 - Agilizar las tareas de corte ayudando al operario con la carga del material y colocación.
 - Facilitar los montajes de los componentes a fabricar.
 - Cargar los productos terminados en los camiones reduciendo las tareas de montaje en campo. Dichos productos no sobrepasarán las 10 toneladas de peso.

6.2. REQUISITOS DEL DISEÑADOR Y PARÁMETROS

Para garantizar el cumplimiento de los requisitos del cliente, el puente grúa:

- Tendrá una estructura aislada. Al no conocerse datos de la sobrecarga que puede soportar la estructura de la nave deberá de tener una estructura independiente.

- Deberá de tener unas dimensiones que permitan su correcto funcionamiento sin interferir con la nave. Es por ello por lo que, atendiendo a la Figura 8, el puente grúa deberá de tener una luz máxima de 7200 mm, un recorrido 18300 mm y una altura máxima de 6500 mm para garantizar que su estructura se mantenga aislada.
- Contará con un voladizo al final del recorrido para evitar que las columnas interfieran con la cruz de San Andrés que existe en la “pared este” de la nave.
- Será sustentado por una estructura diseñada con acero s275-JR por su alta resistencia y al tratarse de un material fácil de fabricar.

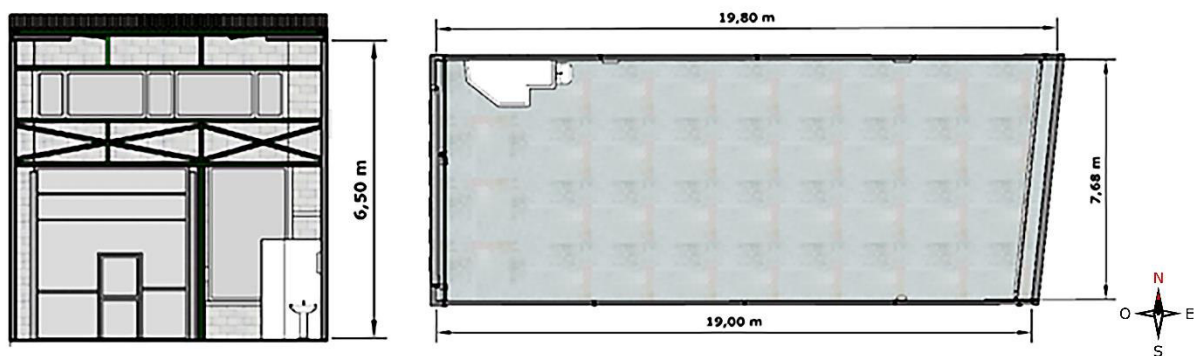


Figura 8. Dimensiones de la nave. (Alzado y planta)

7. ANÁLISIS DE SOLUCIONES

En este punto se discuten las distintas alternativas estudiadas y se justifica la solución final adoptada.

7.1. TIPO DE POLIPASTO

Principalmente existen dos tipos de polipasto: los que utilizan cadena y los que utilizan cable, ver Figura 9.



Figura 9. Tipos de polipasto. De izquierda a derecha, cadena y cable.

Los polipastos de cadena únicamente pueden levantar cargas inferiores a 5 toneladas. Los de cable sí que pueden soportar cargas superiores. Es por esto por lo que se optó por un polipasto de cable.

7.2. VIGA PRINCIPAL

También conocida como viga puente, esta puede estar formada por una viga o por dos, como se muestra en la Figura 10.



Figura 10. Tipos de viga principal. Google Imágenes.

Al tratarse de una viga con una luz pequeña y cuya carga de servicio no superará las 10 toneladas, no será necesario recurrir a una solución birraíl para repartir la carga, una sola viga será lo suficientemente resistente para soportar dicha carga. Es por ello por lo que en este proyecto se diseña una viga principal monorraíl.

7.3. EL AVANCE DEL PUENTE

El problema que surge en este apartado es el desequilibrio que se produce al inicio del avance de la viga principal.

Si solo se usara un motor en uno de los dos testers, la fuerza de traslación se produciría en un solo lado por lo que existiría un momento de inercia que actuaría sobre la estructura. Esto se solucionaría si los dos testers tuvieran un motor cada uno funcionando sincronizadamente para evitar acciones transversales sobre la estructura.

Considerando lo anterior, se opta por el montaje de dos testers equipados con un motor cada uno.

7.4. LA ESTRUCTURA DE LA GRÚA

Lo más económico y sencillo sería el diseño de un puente grúa que compartiera estructura con la nave, es decir, que la viga carril se apoyara sobre los propios pilares de la nave, añadiendo la correspondiente sobrecarga, ver Figura 11.



Figura 11. Puente grúa instalado sobre los pilares de la nave. [44]

Debido al desconocimiento de la sobrecarga que puede soportar la estructura de la nave y que esta, sea también, la que sustente a las naves colindantes, se opta por el diseño de un puente grúa con una estructura aislada a la de la nave.

Esta decisión implica el cálculo de unos postes que sustenten a las vigas carril y el diseño de una cimentación sobre la que descansen los postes.

7.5. VIGA CARRIL

El recorrido del puente grúa es de 18300 mm por lo que se ha de diseñar una viga continua que abarque esa distancia.

En la nave en la que se instalará la grúa, existe una cruz de San Andrés en la pared del este, como se puede ver en la Figura 12. Debido a esta cruz, se hace imposible la instalación del poste sobre el que se apoya el extremo de la viga carril.

Debido a este problema se opta por retrasar 2000 mm el último poste, generando un voladizo en el último tramo de la viga, ver Figura 13.

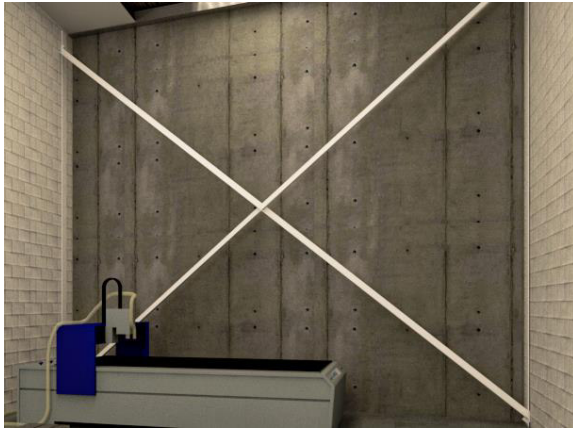


Figura 12. La cruz de San Andrés.



Figura 13. Último tramo con un voladizo de 2000 mm.

Al tratarse de una viga continua de 18300 mm, deberá estar formada por varios tramos. Con la finalidad de facilitar el transporte del taller a la obra y el uso de medios de elevación discretos, debido a que se trata de un montaje en un interior, se opta por la selección de tramos de viga de 6100 mm como máximo. Esta longitud es la más pequeña con la que se comercializa.

7.6. LAS COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA

La estructura estará sustentada por 8 columnas. Debido a las cargas transversales que se generarán durante el uso del puente grúa, se necesitan perfiles de grandes secciones lo que les convertirá en pesados.

Con la finalidad de aligerar la estructura, la posibilidad de guiar cosas por el interior del poste y la posible reducción del espacio ocupado, se opta por utilizar perfiles UPE empesillados, ver Figura 14. De esta manera se aumenta la inercia sin aumentar el peso.

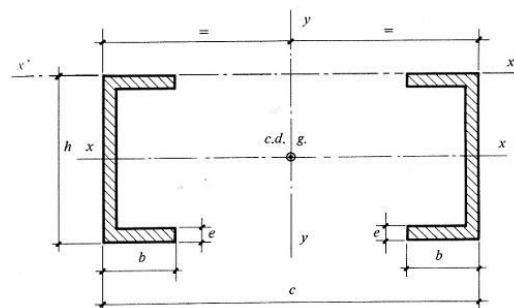


Figura 14. Esquema de dos perfiles UPE compuestos. Fuente: Google imágenes

8. SOLUCIÓN ADOPTADA.

Se trata de un dispositivo de elevación capaz de levantar 10 toneladas de carga y distribuirlas a lo largo de la nave. Es un puente grúa monorraíl con estructura aislada a la del resto de la nave como el que se puede apreciar en la Figura 15.



Figura 15. Solución adoptada.

A continuación, se mostrarán los componentes que constituyen a la máquina. Con el fin de sintetizar, en este documento sólo se describirá brevemente cada uno. El motivo de elección o cálculo de cada componente se incluirá en el “Documento 2. Anexos”

8.1. VIGA PRINCIPAL

Se trata del elemento central de la estructura. El polipasto se moverá con la carga por esta viga. Se optó por un perfil HEA 450 de 7200 mm de luz que deberá de ser recortada en sus extremos para acoplarse a los testeros, ver Figura 16.

El cálculo y el dimensionamiento del perfil se incluye en el “Documento II. Anexos”



Figura 16. Viga principal.

8.2. POLIPASTO

Este componente es el encargado de levantar la carga y de su movimiento transversal. Es un polipasto de 4 ramales, con capacidad de carga de 10 toneladas y con una configuración que permite el aprovechamiento la altura de izado. Es de la empresa de GH y el modelo elegido es: GHD13 R 10 41 05 H2 5

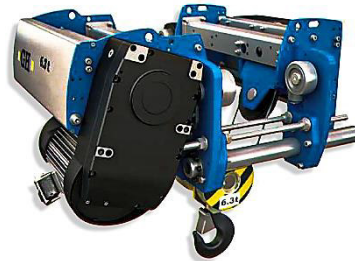


Figura 17. Polipasto GHD13 R 10 41 05 H2 5. Fuente: "Catálogo polipasto de nueva generación" de GH

8.3. LOS CABEZALES O TESTEROS

Por lo ya mencionado en el análisis de soluciones, se escogieron unos testers equipados con un motor cada uno, sincronizados electrónicamente. Estos elementos dotarán de desplazamiento longitudinal a la carga a levantar. Son capaces de alcanzar velocidades de 24 m/min. Pertenecen a la empresa Harrington y concretamente son los TMS-3-1035



Figura 18. Testero TMS-3-1035

8.4. EL RAÍL

Es el carril por el que se desplazará el testero. Es por ello por lo que deberá de ser compatible con el ancho de las ruedas y el espacio entre rodillos del testero. Además, es el elemento encargado de comunicar la carga de las ruedas del testero hacia el alma de la viga carril. En este caso se optó por el diseño de un raíl de sección 60x60 mm² como el que se muestra en la Figura 16.

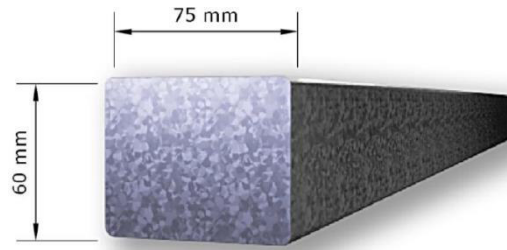


Figura 19. Rail diseñado.

8.5. VIGA CARRIL

Como su nombre indica, se trata de la viga que hará de carril por el que la viga principal se desplazará gracias a los motores de los testers. En el “Documento II. Anexos” se detalla el cálculo de la viga, los casos de carga y todo lo necesario para su obtención.

En este caso se compone de dos tramos de 6,10 m de longitud, uno de 4,10 m y el último en voladizo de 2 m de longitud. Todos ellos con un perfil HEA 450.



Figura 20. Viga Carril. Perfil HEA 350

8.6. COLUMNAS

Son los pilares que sustentarán a la viga carril. Usualmente suelen ser los de la nave, pero en este caso, la máquina tiene los suyos propios.

En el “Documento II. Anexos” se detallan los cálculos y resultados de las iteraciones necesarias para su dimensionamiento. En este caso se escogieron dos perfiles UPE 140 empresillados, con almas separadas 300 mm.



Figura 21. Las columnas. Perfiles empresillados UPE 140.

8.7. CIMENTACIÓN

La cimentación se compone de zapatas aisladas, ver Figura 22. Dentro de estas zapatas, se distingue dos tipos. Las de esquina y las de pared.

Las de esquina, tendrán dos restricciones ya que, dos de sus lados, se encuentran próximos a las paredes de la nave. Debido a esto se descentra el cáliz en los dos ejes.

Las de pared, sólo tendrán una restricción debido a que, únicamente, uno de sus lados es próximo a la pared de la nave por lo que sólo se descentrará el cáliz en un eje.

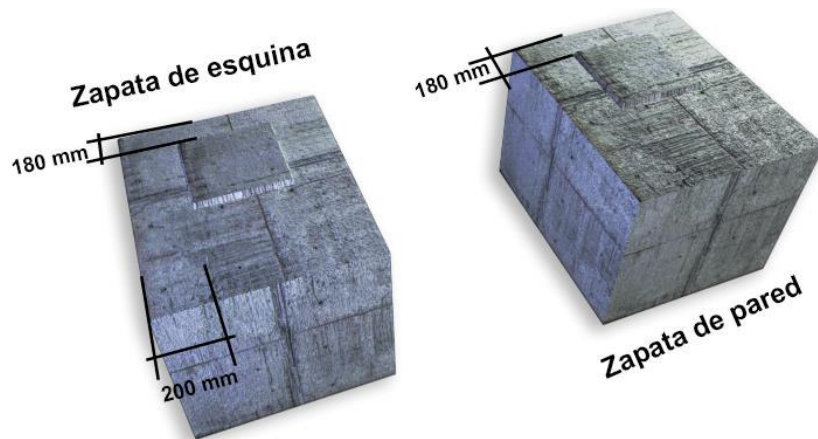


Figura 22. Tipos de zapata.

9. PLANIFICACIÓN

En este apartado se explica la planificación general del proyecto. Para ello se divide en varias tareas y se muestra el tiempo, expresado en días, que conlleva la ejecución de cada una de ellas, con carácter orientativo. En la Figura 23, se muestra un diagrama Gantt, que refleja dichas tareas y sus tiempos. Las tareas son las siguientes:

- Cálculo de los componentes mecánicos del puente grúa: 5 días.
- Cálculo de los componentes estructurales del puente grúa: 30 días.
- Modelados en 3D: 3 días.
- Elaboración de los planos: 6 días.
- Redacción del proyecto: 70 días.
- Montaje: 35 días.

En total se estima una duración de 120 días.

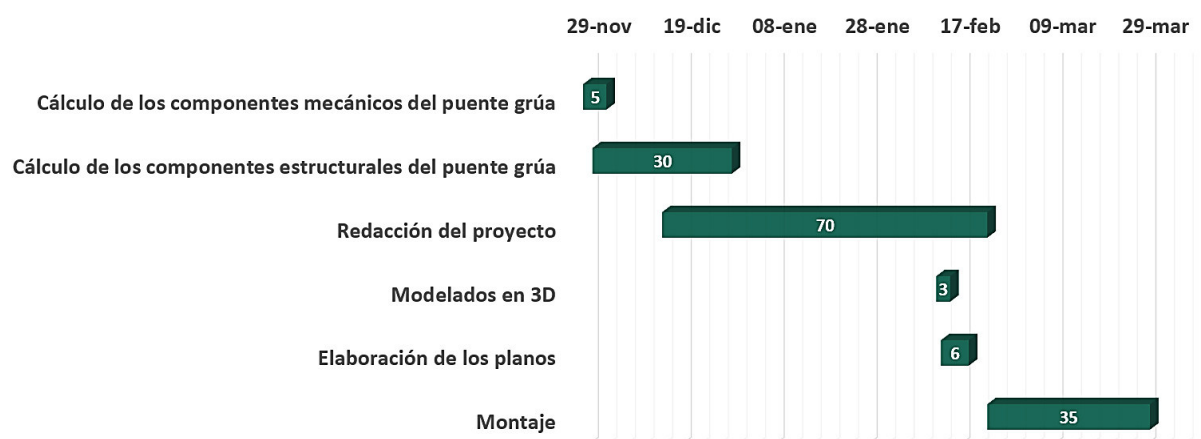


Figura 23. Diagrama de Gantt del proyecto.

10. PRESUPUESTO

Tal y como se detalla en el “Documento VI. Presupuesto”, el coste del presente proyecto asciende a la cantidad de CINCUENTA Y DOS MIL SEISCIENTOS SETENTA Y DOS EUROS CON OCHENTA Y CUATRO CÉNTIMOS (52.672,84 €).

DOCUMENTO II

ANEXOS

ÍNDICE DEL DOCUMENTO II. ANEXOS.

Anexo I: Componentes mecánicos.....	5
Anexo II: Cálculo de la estructura.....	17
Anexo II: Uniones.....	107
Anexo IV: Cimentación.....	149
Anexo V: Apartado eléctrico.....	175

ANEXO I

COMPONENTES MECÁNICOS

ÍNDICE DEL ANEXO I. COMPONENTES MECÁNICOS

1.	DISPOSITIVO DE ELEVACIÓN	9
1.1.	UTILIZACIÓN DEL MECANISMO	9
1.2.	ESTADO DE CARGA DEL MECANISMO	10
1.3.	CLASIFICACIÓN DEL MECANISMO COMPLETO	10
1.4.	SELECCIÓN DEL POLIPASTO:	11
2.	DISPOSITIVOS DE TRASLACIÓN	12
2.1.	SELECCIÓN DEL TESTERO	12

1. DISPOSITIVO DE ELEVACIÓN

Este dispositivo está formado por un carro, que cuenta con un polipasto, y dos motores. Un motor se encargará del izado de la carga y el otro del avance del carro. Comúnmente este dispositivo recibe el nombre de polipasto.

En este proyecto se optará por la selección en catálogo del elemento. Para ello lo primero es clasificar al mecanismo según la utilización y la carga con la que operará.

1.1. UTILIZACIÓN DEL MECANISMO

En la norma UNE 58112-1:1991 [1] se define una clasificación general para los aparatos de elevación considerando el número máximo de ciclos previstos durante la vida útil del aparato.

En este caso, el puente grúa realizará tareas muy diversas. Es por ello por lo que no se puede hallar con exactitud los tiempos de servicio de cada mecanismo, pero sí se estimarán gracias a la Tabla 1.

Tabla 1. Clases de utilización de mecanismos. Fuente: UNE 58112-1:1991: "Grúas y aparatos de elevación. Clasificación. Parte 1: general" [1]

Clase de utilización	Duración total de servicio (h)	Observaciones
T0	200	Utilización ocasional
T1	400	Utilización ocasional
T2	800	
T3	1600	
T4	3200	Utilización regular en servicio ligero
T5	6300	Utilización regular en servicio intermitente
T6	12000	Utilización regular en servicio intensivo
T7	25000	Utilización intensiva
T8	50000	
T9	100000	

Dentro de las observaciones que se describen en la Tabla 1, la que más se ajusta al uso previsto para la grúa sería "Utilización regular en servicio ligero".

Lo ideal sería usar los tiempos de servicio de los 2 mecanismos de la grúa, pero al desconocerse las tareas, se estimará que todos los mecanismos están trabajando por igual dentro de un mismo ciclo.

Tomando esto por válido, tanto el mecanismo de elevación como el de movimiento longitudinal, tendrán clase de uso T4.

1.2. ESTADO DE CARGA DEL MECANISMO

Dentro de este apartado se obtendrá el estado de carga que clasificará al mecanismo y su coeficiente nominal del espectro de las cargas, K_p . Este coeficiente relaciona las veces que la máquina levanta una carga, con la carga máxima que puede levantar, es decir, si la grúa levanta, rara vez, su carga máxima de servicio tendrá un K_p cercano a 0 y si, constantemente, levanta su carga máxima de servicio su K_p será cercano a 1.

En la norma UNE 58112-1:1991 [1] aparece la Tabla 2 que será con la que se definirá el estado de carga del mecanismo.

Tabla 2. Coeficiente nominal del espectro de carga de los aparatos, K_p . Fuente: UNE 58112-1:1991 [1]

Estado de carga	Coeficiente nominal del espectro de las cargas K_p	Observaciones
L1 - Ligero	0,125	Aparato que levanta raramente la carga máxima de servicio y corrientemente cargas muy pequeñas
L2 - Moderado	0,25	Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga máxima de servicio y corrientemente cargas pequeñas
L3 - Pesado	0,5	Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga máxima de servicio y corrientemente cargas medianas
L4- Muy pesado	1	Aparato que corrientemente maneja cargas próximas a la carga máxima de servicio

El caso que más se acerca al uso que se le dará al puente grúa un L1 (Ligero) y con un espectro nominal de carga $K_p = 0,125$. La Figura 1 representa el uso de un mecanismo con estado de carga L1 (Ligero).

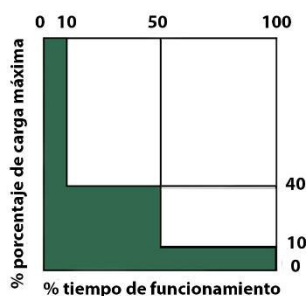


Figura 1. Estado de carga L1. Fuente: www.abusgruas.com

1.3. CLASIFICACIÓN DEL MECANISMO COMPLETO

Entrando con la clase de utilización y con el estado de carga, obtenidos anteriormente, en la Tabla 3 incluida en la norma UNE 58112-1:1991 [1], se obtiene la clasificación del mecanismo.

Tabla 3. Grupos de clasificación de mecanismos completos. Fuente: UNE 58112-1:1991 [1]

ESTADO DE CARGA	COEFICIENTE NOMINAL DEL ESPECTRO DE CARGAS K_p	Clases de utilización y número máximo de ciclos de maniobra del aparato									
		T0	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
L1 - Ligero	0,125	M1	M1	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
L2 - Moderado	0,25	M1	M1	M2	M3	M4	M6	M6	M7	M8	M8
L3 - Pesado	0,5	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M8	M8
L4 - Muy pesado	1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M8	M8	M8

El mecanismo que se debe de instalar en la grúa deberá de ser de clase M3 como mínimo para garantizar que dé servicio durante 3200 horas con un espectro nominal de carga de 0,125.

1.4. SELECCIÓN DEL POLIPASTO:

Para la selección de este dispositivo se consultó el “catálogo de polipastos de última generación” [17] de la empresa GH. Las características que se han tenido en cuenta para escoger el polipasto son:

- Tipo de polipasto: de cable.
- Capacidad de carga máxima: 10 toneladas
- Altura de elevación: 5 metros
- Tipo de puente: puente monorraíl
- Clase de mecanismo: M3

Con esas características se entra en la Tabla 4 y se escogió el modelo GHD13 R 10 41 05 H2 5

Tabla 4. Modelos de polipasto. Fuente: "catálogo de polipastos de nueva generación" [17].

KG	POLIPASTO	VEL. M/MIN	RAMALES	GRUPO FEM	RECORRIDO DEL GANCHO (M)			
					H1	H2	H3	H4
10000	GHD13_104104M6	4	4/1	M6	3,8	7,2		10
	GHD13_104105M5	5	4/1	M5	3,8	7,2		10

Los dos polipastos cumplen con los requisitos necesarios. Se escogió ese polipasto por el grupo FEM. Se buscaba un polipasto con un grupo de M3 por lo que con un M5 ya es válido.

El polipasto seleccionado es capaz de levantar 10000 kg hasta una altura de 7,20 metros a una velocidad de 5 m/min y se corresponde con el de la Figura 2.

Características del polipasto:

- Variador de velocidad de avance: en función de la carga, ésta varía entre 5 y 8 m/min.
- Limitador de la carga.
- Disposición de los ramales: 4/1
- Anchura variable: a la hora del montaje, ésta se puede variar para adaptarle a la anchura de la viga principal. Varía entre los 300 y 790 mm.
- Potencias de los motores: 9 kW para el motor de elevación y 0,84 kW para el de dirección.



Figura 2. Polipasto escogido. Fuente: "Catálogo de polipastos de nueva generación"

2. DISPOSITIVOS DE TRASLACIÓN

El dispositivo de traslación consistirá en la instalación de dos cabezales, también conocidos como testeros, que irán fijados en cada extremo de la viga puente. Cada uno de ellos contará con un motor para asegurar que a cada extremo de la viga le llegue el mismo esfuerzo para evitar cargas innecesarias sobre la estructura.

2.1. SELECCIÓN DEL TESTERO

Al igual que con el polipasto, la elección de este componente se hará mediante catálogo. En este caso el testero será de la empresa Harrington.

Tabla 5. Selección cabezales. Fuente: Catálogo de productos de Harrington [18].

TM — CABEZAL MOTORIZADO APOYADAS — DIMENSIONES													
Cap (Toneladas)	Ext. Máx. (m)	Cabezal Código del producto	Diám. de rueda (mm)	Riel guía mín. sug. (ASCE-)	A Largo general (mm)	B Base de rodillo (mm)	D Base de la rueda (mm)	N Línea ctr. guía al borde exterior del tubo ET (mm)	X* Ancho más allá de la extensión (mm)	Y Parte superior del riel hasta la parte superior el cabezal (mm)	G Motor (mm)		
1	10.7	TML/S/H/D-3-0135	95	30	1549	1346	1092	53	117	180	323(L/S) 333 (H) 356 (D)		
	18.3	TML/S/H/D-3-0160			2489	2286	2032						
3	10.7	TML/S/H/D-3-0335	155		1575	1372	1092	97			119	234	330(L/S) 340 (H) 363 (D)
	18.3	TML/S/H/D-3-0360			2515	2311	2032						
5	10.7	TML/S/H/D-3-0535	210	40	1575	1372	1092	89	236	381 (L/S/D) 391 (H)			
	18.3	TML/S/H/D-3-0560			2515	2286	1880						
10	10.7	TML/S/H/D-3-1035	250	60	1600	1346	940	135	160	287	442 (L/S/D) 475 (H)		
	18.3	TML/S/H/D-3-1060			2540	2286	1880						

Simplemente entrando en la Tabla 5 con la carga útil (10 toneladas) y se escoge, dentro de las dos posibilidades, la de mayor distancia entre las ruedas para que la carga esté más repartida.

Las características relacionadas con el motor se encuentran en la Tabla 6.

Tabla 6. Especificaciones de los testers. Fuente: Catálogo de productos de Harrington [18].

TM — CABEZAL MOTORIZADO APOYADAS — ESPECIFICACIONES										
Cabezal Código del producto	Códigos de velocidad L y S			Código de velocidad H			Código de velocidad D			Peso del cabezal (kg./par)
	Salida (kW)	Corriente clasificada (amp.)		Salida (kW)	Corriente clasificada (amp.)		Salida (kW)	Corriente clasificada (amp.)		
		@230V	@460V		@230V	@460V		@230V	@460V	
TML/S/H/D-3-0135	0.25	1.6	1.0	0.4	2.1	1.3	0.25/0.063	1.6/1.1	0.9/0.8	147.4
TML/S/H/D-3-0160										191.4
TML/S/H/D-3-0335										191.0
TML/S/H/D-3-0360										244.0
TML/S/H/D-3-0535										232.2
TML/S/H/D-3-0560	0.4	2.1	1.3	0.75	3.3	2.0	0.4/0.1	2.0/1.5	1.2/0.9	335.2
TML/S/H/D-3-1035	0.75	3.3	2.0	1.5	5.8	3.1	0.7/0.19	3.7/2.1	2.3/1.4	400.5
TML/S/H/D-3-1060										482.2

Código de velocidad

L - Designa 12 m/min

S - Designa 24 m/min

H - Designa 36 m/min

D - Designa velocidad dual de 24/6 m/min

Derivación de código de producto – ejemplo: TML-3-0135

T - Apoyadas

M - Motorizada

L - Velocidad de 12 m/min

3 - Número de serie

01 - Capac. Máx. – 1 Ton.

35 - Extensión máxima – 10.7 metros

Para formalizar el pedido del componente se ha de completar el código del producto. El código que viene es el general, para completarlo se ha de tener en cuenta las características de diseño del testero.

- Velocidad del testero: en torno a los 25 m/min. El código de esta velocidad corresponde con la letra S.
- El testero estará apoyado sobre la viga carril y no suspendido.
- Ambos testeros equiparán motor.

Contando con todo esto, el testero o cabezal seleccionado sería un TMS-3-1060 de la empresa Harrington como el de la Figura 3.



Figura 3. Testero seleccionado: TMS-3-1060.

ANEXO II

CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

ÍNDICE DEL ANEXO II. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.

1.	PARÁMETROS DE LA GRÚA	23
1.1.	GEOMETRÍA DE LA GRÚA	23
1.2.	CARGAS	24
1.2.1.	CARGA ÚTIL	24
1.2.2.	CARGA DEL CARRO-POLIPASTO	24
1.2.3.	CARGA DE SERVICIO	24
1.3.	ACERO	24
1.4.	UTILIZACIÓN DE LA GRÚA	25
1.5.	ESTADO DE CARGA DE LA ESTRUCTURA	25
1.6.	CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA	26
2.	DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA PUENTE	27
2.1.	ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	27
2.2.	SOLICITACIONES PRINCIPALES	27
2.2.1.	SOLICITACIONES DEBIDAS A LOS MOVIMIENTOS VERTICALES	28
2.3.	COMBINACIONES DE ACCIONES	29
2.3.1.	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	29
2.3.2.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	29
2.4.	CÁLCULO	30
3.	DIMENSIONAMIENTO DEL RAÍL	36
3.1.	GEOMETRÍA DEL RAÍL	36
3.1.1.	FIJADOS POR EL TESTERO	37
3.2.	FIJADOS POR LAS CARGAS	38
4.	DIMENSIONAMIENTO VIGA CARRIL	40
4.1.	DIMENSIONES DE LA VIGA	40
4.2.	ACCIONES SOBRE LA VIGA CARRIL	41
4.2.1.	ACCIONES VERTICALES	41

4.2.2. ACCIONES HORIZONTALES	42
4.2.2.1. ACCIONES LONGITUDINALES.....	42
4.2.2.2. ACCIONES TRANSVERSALES.....	44
4.2.3. FACTORES DINÁMICOS.....	50
4.3. COMBINACIONES DE CARGAS	53
4.3.1. GRUPOS DE CARGA Y COMBINACIONES EN ELU Y ABOLLADURA.....	53
4.3.2. GRUPOS DE CARGA Y COMBINACIONES EN ELS	54
4.3.3. ESTADO A FATIGA	55
4.4. CÁLCULO	57
4.4.1. DATOS DE ENTRADA.....	58
4.4.1.1. DATOS GENERALES.....	58
4.4.1.2. GEOMETRÍA.....	58
4.4.1.3. SECCIÓN	58
4.4.1.4. CARGAS	60
4.4.1.5. COMBINACIONES DE CARGA	61
4.4.1.6. IMPERFECCIONES	69
4.4.2. RESULTADOS	70
4.4.2.1. ANÁLISIS DE TENSIONES:.....	70
4.4.2.2. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES	71
4.4.2.3. ANÁLISIS A FATIGA	71
4.4.2.4. COMPROBACIÓN	73
4.4.2.5. CONCLUSIONES	73
4.4.2.6. SOLUCIÓN ADOPTADA	74
5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS COLUMNAS.....	75
5.1. DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS.....	75
5.2. CARGAS	75
5.2.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.....	75
5.2.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	79

5.3. CÁLCULO	80
5.3.1. DATOS DE ENTRADA.....	80
5.3.1.1. GEOMETRÍA.....	80
5.3.1.2. APOYOS	80
5.3.1.3. CARGAS	81
5.3.1.4. COMBINACIONES DE CARGA	81
5.3.2. RESULTADOS	81
5.3.2.1. PRIMERA ITERACIÓN	81
5.3.2.2. TERCERA ITERACIÓN	90
5.3.2.3. COMPORBACIÓN.....	92
5.3.2.4. CONCLUSIONES	92
5.4. SOLUCIÓN ADOPTADA	103

1. PARÁMETROS DE LA GRÚA

1.1. GEOMETRÍA DE LA GRÚA

El puente grúa, se instalará dentro de la nave y tendrá su propia estructura independiente de la nave. Es por todo ello que, tendrá las siguientes dimensiones tal y como se representa en la Figura 4:

- **Luz, L:** para garantizar el aislamiento de la estructura de la grúa, las columnas serán separadas de los muros de la nave 300 mm. De esta manera se garantizará una distancia suficiente para que las zapatas de la estructura no interfieran con las de la nave. De esta manera la luz del puente grúa será de 7200 mm.
- **Altura, H:** teniendo en cuenta que la altura libre máxima de la nave es de 6500 mm, la altura “H” que es la que hay desde el suelo hasta el ala inferior de la viga puente será de 5250 mm. La altura desde el suelo hasta el gancho del polipasto será de 5000 mm.
- **Recorrido:** la viga puente debe de recorrer toda la nave por lo que la longitud de las vigas carrileras deberán de ser de 18300 mm.

Teniendo en cuenta estas dimensiones de altura y luz, se optó por un puente grúa monorraíl.

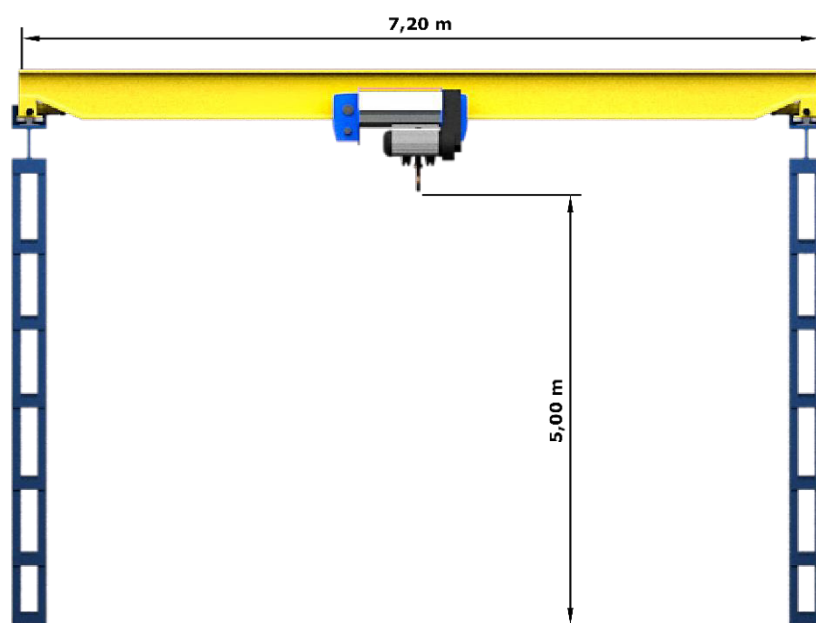


Figura 4. Dimensiones de la grúa

1.2. CARGAS

1.2.1. CARGA ÚTIL

Esta carga hace mención a la que el polipasto es capaz de levantar. En este caso la Q_u será de 10 toneladas.

1.2.2. CARGA DEL CARRO-POLIPASTO

Se denomina como Q_p y hace referencia a la carga formada por el conjunto de ambos elementos, en este caso es de 691 kg.

1.2.3. CARGA DE SERVICIO

Es la carga total máxima a la que se prevé que trabaje la máquina. Es el resultado de la suma de las dos anteriores siendo Q_s igual a 10,69 toneladas.

1.3. ACERO

El acero fue escogido de la Tabla 7 y se trata del S275 JR. Es un acero muy común en las construcciones metálicas debido a su fácil fabricación y a su alta resistencia. Sus características son las siguientes:

- Módulo de elasticidad: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de Elasticidad Transversal: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.3$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} (\text{°C})^{-1}$
- Densidad: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Tabla 7. Características mecánicas de los aceros. Fuente: imágenes Google.

DESIGNACIÓN	Espesor nominal t (mm)				Temperatura del ensayo Charpy °C
	Tensión de límite elástico f _y (N/mm ²)			Tensión de rotura f _u (N/mm ²)	
	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63		
				3 ≤ t ≤ 100	
S235JR					20
S235J0	235	225	215	360	0
S235J2					-20
S275JR					20
S275J0	275	265	255	410	0
S275J2					-20
S355JR					20
S355J0	355	345	335	470	0
S355J2					-20
S355K2					-20 ⁽¹⁾
S450J0	450	430	410	550	0

(1) Se le exige una energía mínima de 40J

⁽¹⁾ Se le exige una energía mínima de 40J.

1.4. UTILIZACIÓN DE LA GRÚA

Las funciones de esta grúa serán muy diversas por lo que es imposible asignar un ciclo de trabajo a lo largo de su vida en servicio. De todas maneras, se estimará una duración total de horas de servicio gracias a la Tabla 8 que aparece en la norma UNE 58112-1:1991 [1].

Tabla 8. Clase de utilización. Fuente: UNE 58112-1:1991 [1]

Clase de utilización	Duración total de servicio (horas)	Observaciones
U0	$1,6 \times 10^4$	Utilización ocasional
U1	$3,2 \times 10^4$	
U2	$6,3 \times 10^4$	
U3	$1,25 \times 10^5$	
U4	$2,5 \times 10^5$	Utilización regular en servicio ligero
U5	5×10^5	Utilización regular en servicio intermitente
U6	1×10^6	Utilización regular en servicio intenso
U7	2×10^6	Utilización intensiva
U8	4×10^6	
U9	Más de 4×10^6	

El puente grúa a diseñar operará de una forma regular con cargas pequeñas por lo que tendrá una vida en servicio de unas $2,5 \times 10^5$ horas y será de clase U4.

1.5. ESTADO DE CARGA DE LA ESTRUCTURA

Dentro de este apartado se obtendrá el estado de carga y su coeficiente nominal del espectro de las cargas, Km. Este coeficiente relaciona las veces que la máquina levanta una carga, con la carga máxima que puede levantar, es decir, si la grúa levanta rara vez su carga máxima de servicio tendrá un Km cercano a 0 y si constantemente levanta su carga máxima de servicio su Km será cercano a 1.

En la norma UNE 58112-1:1991[1] aparece la Tabla 7, que será con la que se definirá el estado de carga del mecanismo.

Tabla 9. Coeficiente nominal del espectro de las cargas Km. Fuente: UNE 58112-1:1991 [1]

Estado de carga	Coeficiente nominal del espectro de las cargas Km	Observaciones
Q1 - Ligero	0,125	Estructura sometida excepcionalmente la carga máxima de servicio y corrientemente cargas muy pequeñas
Q2 - Moderado	0,25	Estructura sometida con bastante frecuencia la carga máxima de servicio y corrientemente cargas pequeñas
Q3 - Pesado	0,5	Estructura sometida con bastante frecuencia la carga máxima de servicio y corrientemente cargas medianas
Q4- Muy pesado	1	Estructura sometida corrientemente a la carga máxima de servicio

Como la grúa levantará cargas pequeñas durante el servicio, se puede afirmar que su estado de carga será Q1 (ligero) y su coeficiente nominal del espectro de cargas Km será de 0,125. La Figura 5 representa el uso de una grúa con estado de carga Q1 (Ligero).

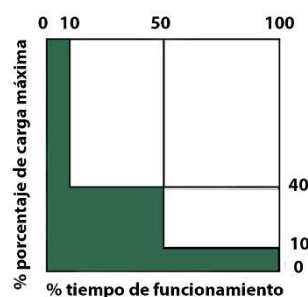


Figura 5. Estado de carga Q1. Fuente: www.abusgruas.com

1.6. CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Con la clase de uso y el estado de carga obtenidos anteriormente, se puede determinar la clase de la estructura gracias a la Tabla 10 que aparece en la norma UNE 58112-1:1991 [1].

Tabla 10. Clasificación de la estructura. Fuente: UNE 58112-1:1991 [1]

ESTADO DE CARGA	COEFICIENTE NOMINAL DEL ESPECTRO DE CARGAS Km	Clases de utilización y número máximo de ciclos de maniobra del aparato									
		U0	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
Q1 - Ligero	0,125	A1	A1	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Q2 - Moderado	0,25	A1	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8
Q3 - Pesado	0,5	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8	A8
Q4 - Muy pesado	1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8	A8	A8

Al entrar en la Tabla 10 con la clase de utilización U4 y el estado de carga Q1 se obtiene la clase de estructura A3 por lo que la estructura a diseñar será una de clase A3.

2. DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA PUENTE

Para su cálculo se han de tener claras las acciones que afectarán a esta parte de la estructura y cómo obtenerlas.

2.1. ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

La norma UNE 58132-2 [2] recoge las acciones que se deben considerar en el diseño de las estructuras de los aparatos de elevación. Estas pueden englobarse principalmente en cuatro grupos:

- Solicitaciones principales, en el estado de carga más desfavorable.
- Solicitaciones debidas a los movimientos verticales.
- Solicitaciones debidas a los movimientos horizontales.
- Solicitaciones debidas a la climatología.

Al tratarse de un puente grúa con estructura asilada y al instalarse en el interior de una nave, el último grupo se obviará ya que no le afectarán las inclemencias meteorológicas.

Para estas solicitaciones estáticas se ha de usar el coeficiente de mayoración γ_c que depende de la clase de la estructura. Con la Tabla 11, sacada de la norma UNE 58132-2 [2], se obtiene este coeficiente.

Tabla 11. Coeficiente de mayoración estático γ_c . Fuente: UNE 58132-2 [2]

Grupo de Aparato	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
γ_c	1	1,02	1,05	1,08	1,11	1,14	1,17	1,2

La clase de la estructura es A3 por lo que el coeficiente de mayoración γ_c será de 1,05.

2.2. SOLICITACIONES PRINCIPALES

Atendiendo a la norma UNE 58132-2 [2], estas se constituyen en dos grupos:

- Solicitaciones debidas a los pesos propios de los elementos, S_G . Incluyen el peso de todos los elementos que forman la estructura.
- Solicitaciones debidas a la carga de servicio, S_L . Constituidas por el peso de la carga a elevar y el peso del conjunto carro-polipasto.

2.2.1. SOLICITACIONES DEBIDAS A LOS MOVIMIENTOS VERTICALES

Estas solicitaciones provienen del levantamiento, más o menos brusco, de la carga de servicio. Se han de tener en cuenta las oscilaciones provocadas por el levantamiento de la carga, multiplicando a las solicitaciones debidas por la carga de servicio, por un coeficiente de mayoración dinámico Ψ .

Este coeficiente se puede obtener mediante un gráfico o bien mediante fórmula, ambas opciones son proporcionadas por la norma UNE 58132-2 [2].

$$\Psi = 1 + \xi \cdot V_L \quad (1)$$

Donde:

$\xi = 0,6$ para puentes grúa

V_L : velocidad de elevación del polipasto igual a 0,14 m/s

$$\Psi = 1 + 0,6 \cdot 0,14 = 1,08 \quad (1.1)$$

Usando la Figura 6 se obtiene un coeficiente de:

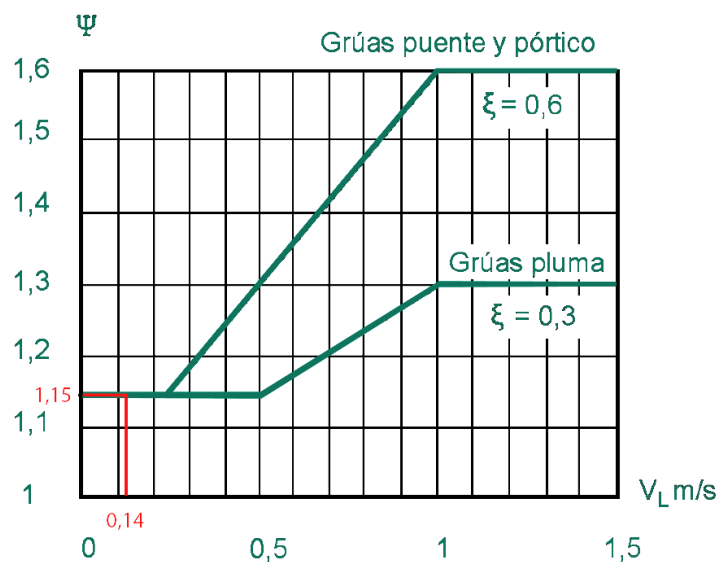


Figura 6. Obtención del coeficiente de mayoración dinámico. Fuente: UNE 58132-2

Con el gráfico se ha obtenido un Ψ de 1,15. Al ser mayor que el obtenido mediante ecuación, será el que se utilizará para amplificar las cargas dinámicas.

2.3. COMBINACIONES DE ACCIONES

2.3.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

El estado límite último (ELU) es un estado límite que, al ser rebasado en una parte de la estructura, ésta podría colapsar por superar su límite resistente. Sobrepasar este estado podría concatenar una tragedia ya que no solo conllevaría daños materiales si no también personales. Algunos de estos estados son:

- ELU de agotamiento por sollicitación normal.
- ELU de inestabilidad elástica.
- ELU de agotamiento por sollicitación tangente.

La norma UNE 58132-2 [2] considera tres combinaciones de acciones distintas en el cálculo de las estructuras:

- **Caso I:** Servicio normal sin viento. Se consideran dos acciones estáticas: la acción debida al peso propio y la producida por la carga de servicio. Este caso se calculará de la siguiente manera:

$$\gamma_c \cdot (S_G + \Psi \cdot S_L) \quad (2)$$

- **Caso II:** Servicio normal con viento límite. Este caso se obviará al tratarse de un puente grúa que irá instalado dentro de una nave industrial.
- **Caso III:** Solicitaciones excepcionales. En este caso se considerará la combinación más desfavorable en la que entraría en juego el impacto del carro en el tope, S_T . Al tratarse de un carro cuya velocidad es menor de 0,4 m/s, esta acción S_T no se tendrá en cuenta tal y como permite la norma UNE 58132-2. La resolución de este caso se realizará mediante la siguiente expresión:

$$S_G + S_L \quad (3)$$

2.3.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Un estado límite de servicio (ELS) es un tipo de estado límite que al ser rebasado puede producir una pérdida de funcionalidad de la estructura. En ningún momento supondría un riesgo inminente para las personas. Mientras que los ELU son complicados de revertir, los ELS son situaciones fácilmente reparables. Algunos de estos estados son:

- ELS de deformación excesiva.

- ELS de vibración excesiva.
- ELS de durabilidad.

La combinación de cargas para el ELS en este caso es igual que para el caso III del ELU siendo esta:

$$S_G + S_L \quad (4)$$

En el ELS se tiene que comprobar que la flecha de la viga sea inferior a una de referencia para garantizar que la estructura siga cumpliendo con su cometido. Con la siguiente expresión se puede obtener la flecha admisible:

$$F \leq F_{adm} = \frac{L}{1000} = \frac{7,20}{1000} = 0,0072 \text{ m} = 7,2 \text{ mm} \quad (5)$$

La viga puente deberá de cumplir que su flecha sea como máximo de 7,2 mm.

2.4. CÁLCULO

Consistirá en la resolución de un problema de una viga apoyada isostáticamente en sus extremos, con un apoyo fijo y otro móvil como el que se ve en la Figura 7.

La carga de servicio irá repartida por igual entre las 4 ruedas del carro. La carga “P” que aparece en la Figura 7, representa a la carga de servicio dividida por dos. Una carga “P” por cada par de ruedas. Una de esas cargas “P” está colocada a $a/4$ de distancia de $L/2$ ya que esa es la posición del carro más desfavorable. Además de la carga de servicio se deberá contabilizar el peso propio por lo que se resolverá otra viga sin cargas, sólo el peso propio, por tener coeficientes de mayoración diferentes.

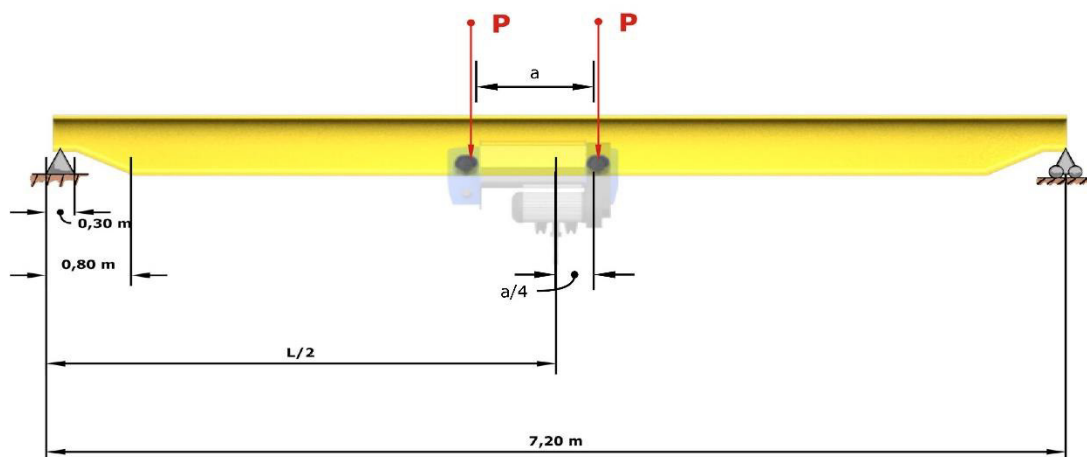


Figura 7. Planteamiento del cálculo de la viga puente.

A continuación, se procederá a la resolución del cálculo de la viga con las cargas “P”, sin contabilizar el peso propio. Como se mencionó anteriormente, la carga “P” es igual a la carga de servicio entre dos. La carga de servicio es de 10690 kg que al dividirla por dos se obtiene una carga “P” igual a 5345 kg.

En la Figura 8 se muestran los diagramas de cortantes y momentos flectores correspondientes al estado tensional de la viga al someterla a las dos cargas puntuales de 5345 kg.

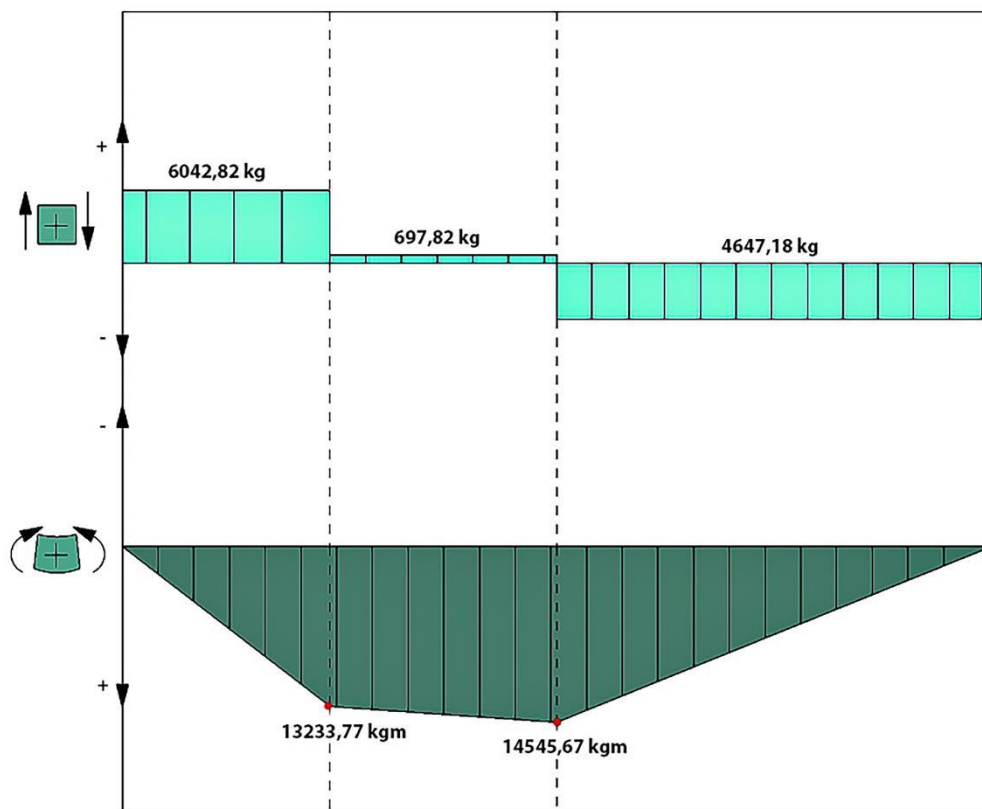


Figura 8. Diagrama de cortantes y flectores con carga “P”

La zona más desfavorable de la viga sería donde se encuentra el momento flector máximo, S_L . En este caso S_L es de $14545,67 \text{ kgm}$.

Para el cálculo de las acciones debidas al peso propio primero, hay que suponer un perfil de viga para poder saber cuánto va a pesar. Teniendo en cuenta la anchura del polipasto los perfiles IPE no valdrán ya que el polipasto tiene una anchura mínima de 300 mm y no hay IPE de esa magnitud.

Se comenzará suponiendo un tipo de perfil del tipo HEA ya que son menos pesados y por lo tanto más baratos. Se selecciona un perfil HEA 400 para comenzar a iterar.

Para saber qué peso tiene el perfil y así conocer la carga distribuida a la que va estar sometida la viga, se recurre a la Tabla 12.

Tabla 12. Características del perfil HEA. Fuente: <https://ingemecanica.com/tutoriales/objetos/perfiles/heb.jpg>

A = Área de la sección
 S_x = Momento estático de media sección, respecto a X
 I_x = Momento de inercia de la sección, respecto a X
 $W_x = 2I_x : h$: Módulo resistente de la sección, respecto a X
 $i_x = \sqrt{I_x : A}$: Radio de giro de la sección, respecto a X
 I_y = Momento de inercia de la sección, respecto a Y
 $W_y = 2I_y : b$: Módulo resistente de la sección, respecto a Y
 $i_y = \sqrt{I_y : A}$: Radio de giro de la sección, respecto a Y

I_t = Módulo de torsión de la sección
 I_a = Módulo de alabeo de la sección
 u = Perímetro de la sección
 a = Diámetro del agujero del roblón normal
 w = Gramil, distancia entre ejes de agujeros
 h_1 = Altura de la parte plana del alma
 p = Peso por m

Perfil	Dimensiones							Términos de sección										Agujeros			Peso
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r ₁ mm	h ₁ mm	u mm	A cm ²	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _t cm ⁴	I _a cm ⁶	w mm	w ₁ mm	a mm	p kg/m
HEA 100	96	100	5,0	8,0	12	56	561	21,2	41,5	349	73	4,06	134	27	2,51	4,83	2.581	55	—	13	16,7 C
HEA 120	114	120	5,0	8,0	12	74	677	25,3	59,7	606	106	4,89	231	38	3,02	5,81	6.472	65	—	17	19,9 C
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	794	31,4	86,7	1.033	155	5,73	389	56	3,52	8,22	15.060	75	—	21	24,7 C
HEA 150	152	160	6,0	9,0	15	104	906	38,8	123,0	1.673	220	6,57	616	77	3,98	11,30	31.410	85	—	23	30,4 C
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	1020	45,3	162,0	2.510	294	7,45	925	103	4,52	14,70	60.210	100	—	25	35,5 C
HEA 200	190	200	6,5	10,0	18	134	1140	53,8	215,0	3.692	389	8,28	1.336	134	4,98	19,20	108.000	110	—	25	42,3 C
HEA 220	210	220	7,0	11,0	18	152	1260	64,3	284,0	5.410	515	9,17	1.955	178	5,51	28,00	193.300	120	—	25	50,5 C
HEA 240	230	240	7,5	12,0	21	164	1370	76,8	372,0	7.763	675	10,10	2.769	231	6,00	39,40	328.500	90	35	25	60,3 C
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	1480	86,8	460,0	10.455	836	11,00	3.668	282	6,50	47,80	516.400	100	40	25	68,2 C
HEA 280	270	280	8,0	13,0	24	196	1600	97,3	556,0	13.673	1.010	11,90	4.763	340	7,00	58,30	785.400	110	45	25	76,4 C
HEA 300	290	300	8,5	14,0	27	208	1720	112,5	692,0	18.263	1.260	12,70	6.310	421	7,49	77,70	1.200.000	120	50	25	88,3 C
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	1760	124,4	814,0	22.928	1.480	13,60	6.985	466	7,49	105,00	1.512.000	120	50	25	97,6 C
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	1790	133,5	925,0	27.693	1.680	14,40	7.436	496	7,46	127,00	1.824.000	120	50	25	105,0 C
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	1830	142,8	1.040,0	33.090	1.890	15,20	7.887	526	7,43	152,00	2.177.000	120	50	25	112,0 C
HEA 400	390	300	11,0	19,0	27	298	1910	159,0	1.280,0	45.069	2.310	16,80	8.564	571	7,34	197,00	2.942.000	120	50	25	125,0 C
HEA 450	440	300	11,5	21,0	27	344	2010	178,0	1.610,0	63.722	2.900	18,90	9.465	631	7,29	265,00	4.148.000	120	50	25	140,0 C

Se resolvería de la misma manera que con la carga de servicio teniendo en cuenta que ahora solo hay una carga distribuida de 125 kg/m.

En la Figura 9 se muestran los diagramas de cortantes y flectores correspondientes a este último planteamiento.

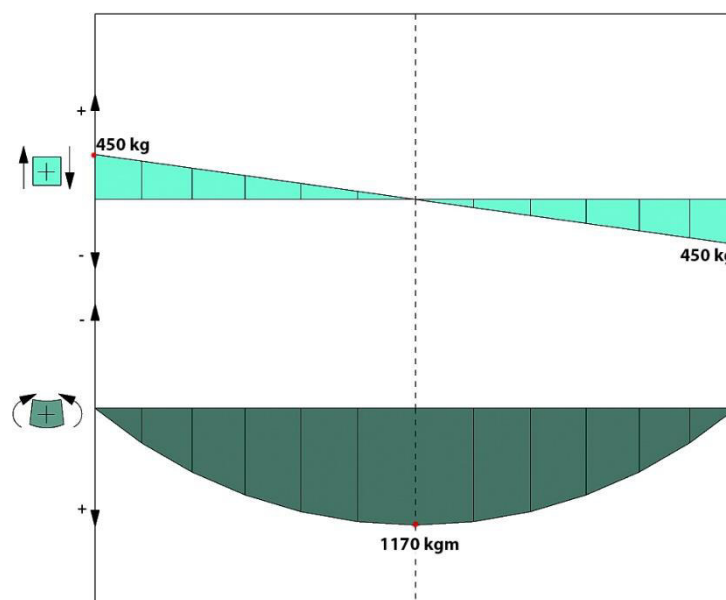


Figura 9. Diagramas de cortante y flectores.

Como se muestra en la Figura 9, el momento flector máximo, S_G , producido por el peso propio es de 1170 kgm.

A continuación, se realizarán las comprobaciones correspondientes a los ELU y ELS.

Para el ELU se realizará la siguiente combinación de acciones:

$$M_x = \gamma_c \cdot (S_G + \Psi \cdot S_L) \quad (6)$$

Siendo:

$\gamma_c = 1,05$; $S_G = 1170$ kgm; $\Psi = 1,15$; $S_L = 14545,67$ kgm

$$M_x = 1,05 \cdot (1170 + 1,15 \cdot 14545,67) = 18792,39 \text{ kgm} \quad (6.1)$$

Conociendo el momento flector al que estará sometida la viga se empleará la Ley de Navier para calcular la tensión que se producirá en la sección y poder saber si es menor a la admisible del acero utilizado.

$$\text{Ley de Navier: } \sigma_z = \frac{M_x}{I_x} \cdot y \quad (7)$$

La inercia se obtiene de la Tabla 12, siendo se 45069 cm^4 y el parámetro “y” es la altura con respecto

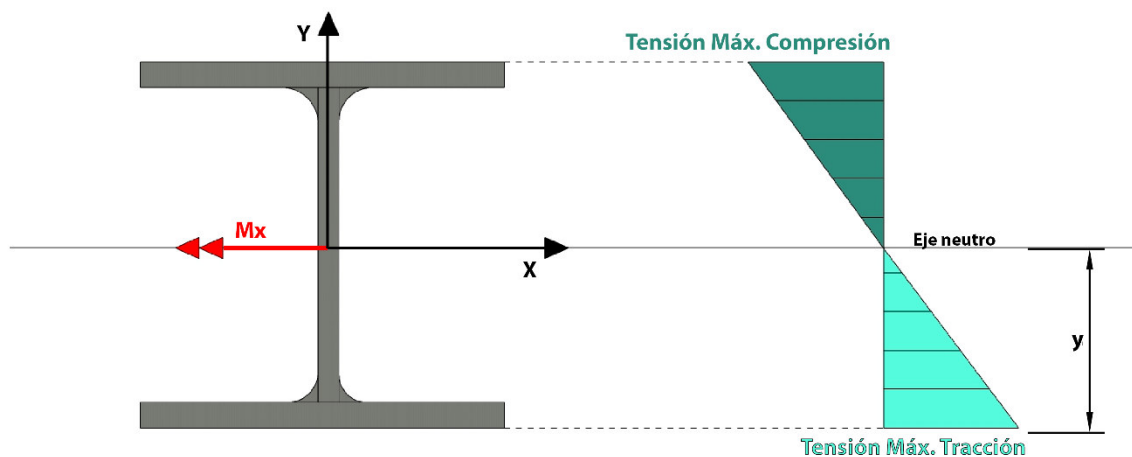


Figura 10. Estado tensional de la sección.

al eje neutro de la sección de la fibra de estudio. Para este caso escogeremos la más alejada que será la más solicitada como se puede observar en la Figura 10.

Sustituyendo los valores en la expresión (7) obtendremos la máxima tensión.

$$\sigma_z = \frac{1879232 \text{ kgcm}}{45069 \text{ cm}^4} \cdot 20 \text{ cm} = 833,93 \text{ kg/cm}^2 \quad (7.1)$$

Al ser un acero s275, la tensión admisible será igual a:

$$\sigma_{adm} = \frac{275 \text{ Mpa}}{1,05} = 262 \text{ Mpa} = 2271,67 \text{ kg/cm}^2 \quad (8)$$

Si se comparan ambas tensiones se puede afirmar que la tensión admisible es mayor que la resultante con lo que la comprobación del ELU es favorable.

$$\sigma_z \leq \sigma_{adm}$$

$$833,93 \leq 2271,67$$

Por último, se comprobará el ELS en el que se comparan las flechas. Al tratarse de una viga de luz igual a 7200 mm la flecha admisible será:

$$F \leq F_{adm} = \frac{L}{1000} = \frac{7200}{1000} = 7,2 \text{ mm}$$

Para el cálculo de la flecha se recurre a las siguientes fórmulas:

- Flecha debida a la carga de servicio: $F_L = \frac{2 \cdot P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \quad (9)$

- Flecha debida al peso propio de la viga: $F_G = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad (10)$

La suma de ambas deberá de ser inferior a la flecha admisible.

$$F_L = \frac{2 \cdot 5345 \text{ kg} \cdot (720 \text{ cm})^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 45069 \text{ cm}^4} = 0,92 \text{ cm} = 9,2 \text{ mm} \quad (9.1)$$

$$F_G = \frac{5 \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot (720 \text{ cm})^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 45069 \text{ cm}^4} = 0,05 \text{ cm} = 0,5 \text{ mm} \quad (10.1)$$

$$F = F_L + F_G \leq F_{adm} \quad (11)$$

$$F = 9,2 \text{ mm} + 0,5 \text{ mm} = 9,7 \text{ mm} \geq 7,2 \text{ mm} = F_{adm} \quad (11.1)$$

La comprobación del ELS resulta no favorable debido a que la flecha de la viga es mayor que la admisible. Es por ello por lo que el perfil HEA 400 no es válido y hay que volver a calcularlo para un perfil superior.

Se supone un perfil HEA 450. En principio con comprobar el ELS sería suficiente porque si el perfil anterior, con menos inercia, cumplió el ELU, éste también lo cumplirá. De todas formas, se realizarán ambas comprobaciones.

Los cambios con respecto al problema anterior son la carga “q” y la inercia de la sección por lo que sólo habrá que calcular el caso en el que sólo intervenga el peso propio y las realizar las comprobaciones.

Al cambiar de perfil se cambia su peso. Ahora la carga “q” será de 140 kg/m como se muestra en la Tabla 12.

En la Figura 11 se muestran los diagramas de los cortantes y los momentos flectores resultantes cuando se aplica una carga distribuida de valor 140 kg/m.

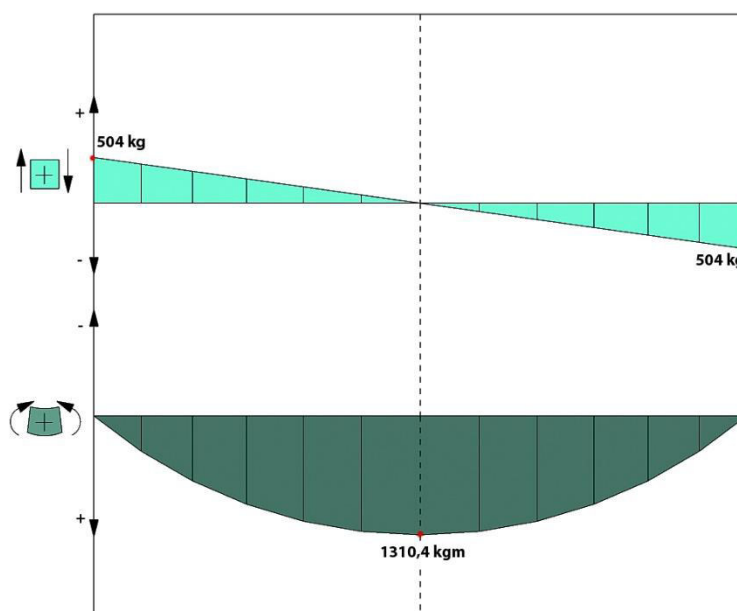


Figura 11. Diagramas de cortantes y momentos flectores.

En este caso el momento flector máximo, debido al peso propio de la viga, es de 1310,4 kgm. El momento flector máximo debido a la carga de servicio sigue siendo igual que en el caso anterior, 14545,67 kgm.

La comprobación del ELU se realizará de la misma manera que en el caso anterior, sustituyendo en la expresión (6).

$$M_x = 1,05 \cdot (1310,4 + 1,15 \cdot 14545,67) = 18939,82 \text{ kgm}$$

Se aplica la Ley de Navier recurriendo a la expresión (7) y se obtiene la tensión resultante del momento flector calculado.

Al aumentar el perfil aumentará la inercia. Para este perfil la inercia es igual a 63722 cm⁴.

$$\sigma_z = \frac{1893982 \text{ kgcm}}{63722 \text{ cm}^4} \cdot \frac{44}{2} = 653,89 \text{ kg/cm}^2$$

Al aumentar el perfil la tensión de la sección se reduce por lo que sigue siendo menor que la admisible.

$$653,89 \frac{kg}{cm^2} \leq 2271,67 \frac{kg}{cm^2}$$

Este perfil también cumple el ELU. Ahora se comprobarán las flechas debida al peso propio y debida a la carga de servicio para comprobar el ELS.

$$F_L = \frac{2 \cdot 5345 \frac{kg}{cm^2} \cdot (720 \text{ cm})^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2} \cdot 63722 \text{ cm}^4} = 0,65 \text{ cm} = 6,5 \text{ mm}$$

$$F_G = \frac{5 \cdot 1,4 \frac{kg}{cm} \cdot (720 \text{ cm})^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \frac{kg}{cm^2} \cdot 63722 \text{ cm}^4} = 0,04 \text{ cm} = 0,4 \text{ mm}$$

$$F = 6,5 \text{ mm} + 0,4 \text{ mm} = \mathbf{6,9 \text{ mm}} \leq \mathbf{7,2 \text{ mm}} = F_{adm}$$

El perfil HEA 450 cumple con los ELU y ELS al ser la tensión y la flecha resultante menores que las admisibles.

La solución adoptada es una viga puente con perfil HEA 450 de 7200 mm de luz como el que se ve en la Figura 12.



Figura 12. Solución adoptada. Viga principal.

3. DIMENSIONAMIENTO DEL RAÍL

El raíl es el elemento sobre el que circularán los testeros. Para que durante el desplazamiento se garantice una transmisión de cargas adecuadas, el raíl deberá de poseer unas características geométricas y resistentes determinadas.

3.1. GEOMETRÍA DEL RAÍL

La geometría del raíl depende de los siguientes factores:

- La sección debe de adaptarse a los testeros.

- La sección debe de resistir los esfuerzos.

3.1.1. FIJADOS POR EL TESTERO

El fabricante de los testers recomendaba una cota mínima de raíl en su catálogo como se puede apreciar en la Tabla 13.

Tabla 13. Catálogo modelos testers. Fuente: "Catálogo de productos" de la empresa Harrington.

TM — CABEZAL MOTORIZADO APOYADAS — DIMENSIONES											
Cap (Toneladas)	Ext. Máx. (m)	Cabezal Código del producto	Diám. de rueda (mm)	Riel guía mín. sug. (ASCE-)	A Largo general (mm)	B Base de rodillo (mm)	D Base de la rueda (mm)	N Línea ctr. guía al borde exterior del tubo ET (mm)	X* Ancho más allá de la extensión (mm)	Y Parte superior del riel hasta la parte superior el cabezal (mm)	G Motor (mm)
1	10.7	TML/S/H/D-3-0135	95	30	1549	1346	1092	53	117	180	323(L/S) 333 (H) 356 (D)
	18.3	TML/S/H/D-3-0160			2489	2286	2032				
3	10.7	TML/S/H/D-3-0335	155		1575	1372	1092	97			330(L/S) 340 (H) 363 (D)
	18.3	TML/S/H/D-3-0360			2515	2311	2032				
5	10.7	TML/S/H/D-3-0535	210	40	1575	1372	1092	89	119	234	381 (L/S/D) 391 (H)
	18.3	TML/S/H/D-3-0560			2515	2286	1880			236	
10	10.7	TML/S/H/D-3-1035	250	60	1600	1346	940	135	160	287	442 (L/S/D) 475 (H)
	18.3	TML/S/H/D-3-1060			2540	2286	1880				

Según la Tabla 13 el ancho mínimo del raíl deberá de ser de 60 mm. La altura mínima la marcarán la localización de los rodillos del testero. Para este proyecto se fijará una cota de 10 mm entre el ala de la viga sobre el que irá el raíl y los rodillos para evitar que éstos peguen contra la viga tal y como se ve en la Figura 13.

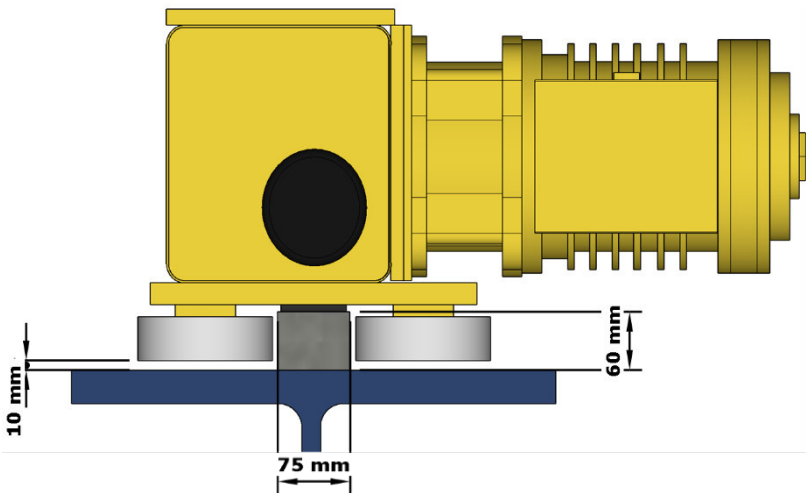


Figura 13. Dimensiones del raíl.

3.2. FIJADOS POR LAS CARGAS

El perfil del raíl debe de tener la suficiente inercia para garantizar la transmisión de las cargas hacia el alma de la viga. En este apartado se comprobará que la sección propuesta en el apartado anterior resistirá los esfuerzos.

El eurocódigo EN 1993-6-2007 [3] establece las bases para el cálculo del esfuerzo de compresión generado en el alma de la viga por las ruedas del testero. Este esfuerzo tiene la siguiente expresión:

Siendo:

$$\sigma_{oz,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} \cdot t_w} \quad (12)$$

$\sigma_{oz,Ed}$: esfuerzo de compresión en el alma de la viga.

$F_{z,Ed}$: fuerza comunicada por la rueda del testero en el raíl.

l_{eff} : longitud eficaz de la zona cargada.

t_w : espesor del alma de la viga.

Para determinar el esfuerzo de compresión y poder compararlo con el admisible, previamente se ha de obtener la longitud eficaz, véase Figura 14.

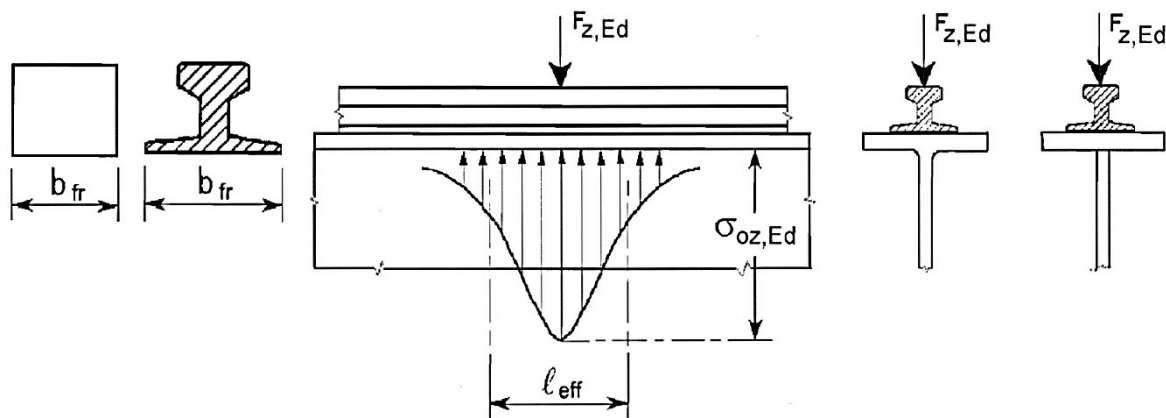


Figura 14. Longitud eficaz cargada. Fuente: EN 1991-6-2007.

Con la siguiente expresión se puede obtener la longitud eficaz:

Siendo:

$$l_{eff} = 3,25 \cdot \left(\frac{I_{rf}}{t_w} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (13)$$

I_{rf} : momento de inercia de la sección del raíl más la sección del ala superior de la viga.

Antes de calcular la longitud eficaz se necesita obtener el momento de inercia I_{rf} . En la Figura 15 se muestran las cotas de los elementos que intervienen en este parámetro.

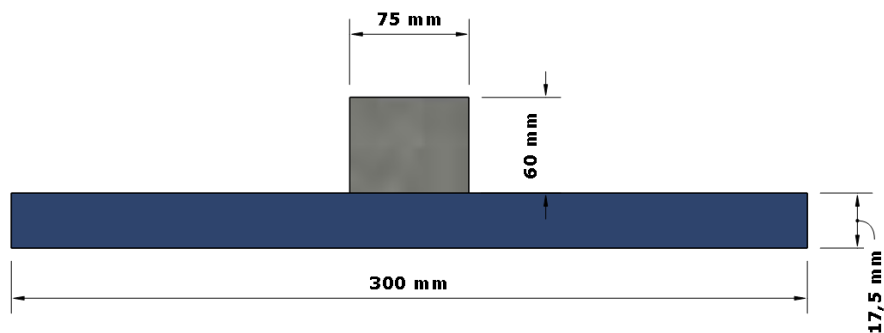


Figura 15. Dimensiones raíl y ala superior de la viga.

$$I_{rf} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 7,5 \cdot 6^3 + \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 1,75^3 = 148,4 \text{ cm}^4 \quad (14)$$

$$l_{eff} = 3,25 \cdot \left(\frac{148,4}{1} \right)^{\frac{1}{3}} = 17,2 \text{ cm} \quad (13.1)$$

$$\sigma_{oz,Ed} = \frac{4825,3}{17,2 \cdot 1} = 280,54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (12.1)$$

La tensión obtenida es claramente inferior a la admisible del acero s275 por lo que esta sección se dará por válida para el raíl.

La solución adoptada es la que se muestra en la Figura 16. Un raíl con una sección de 75x60 mm² de acero s275.

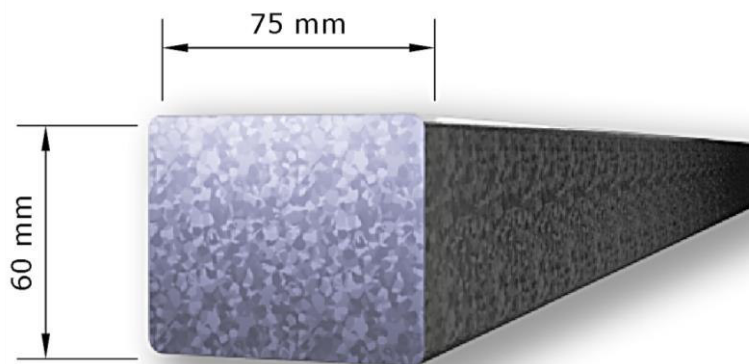


Figura 16. Raíl escogido.

4. DIMENSIONAMIENTO VIGA CARRIL

4.1. DIMENSIONES DE LA VIGA

El puente grúa deberá de recorrer todo el largo de la nave ya que una de sus funciones es descargar los tableros del camión y posicionarlos en las máquinas de corte, tal y como se puede ver en la Figura 17.

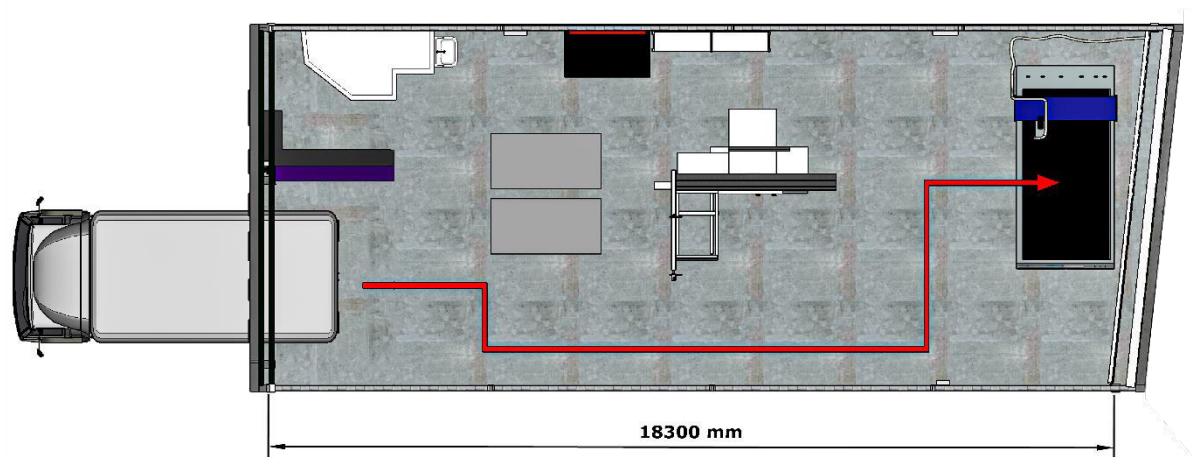


Figura 17. Recorrido del puente grúa.

En la pared este de la nave, existe una cruz de San Andrés que impedirá la colocación del último poste sobre el que irá apoyado un extremo de la viga carril. Es por ello por lo que se opta por el retraso del último poste de cada carril, dejando un voladizo de 2000 mm en su último tramo.

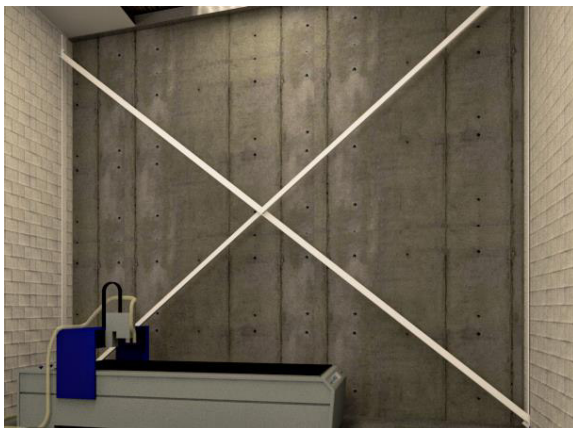


Figura 19. La cruz de San Andrés.

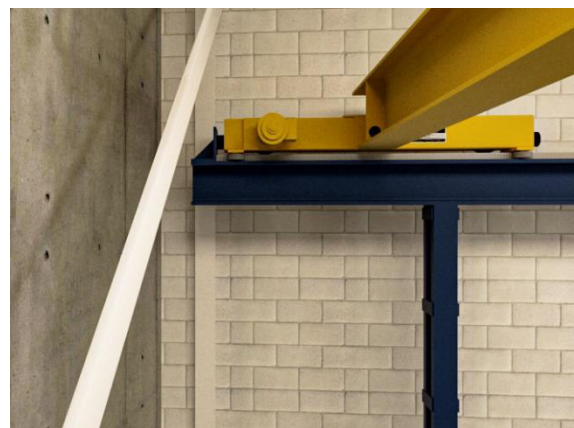


Figura 18. Solución adoptada con voladizo de 2000 mm.

Lo primero a fijar será la longitud de los vanos. Para ello se tendrán en cuenta los valores de longitud normalizados con las que se comercia: 6100, 11000, 12100, 14100, 15100 y 16100 mm. Para que sea más fácil el montaje y para que el canto de la viga sea menor, se optan por tramos de 6100 mm de luz como máximo. Con esta elección la configuración será de 2 tramos de 6100 mm, otro de 4100 y el último en voladizo de 2000 mm, tal y como se puede ver en la Figura 20.



Figura 20. Dimensiones de la viga carril.

4.2. ACCIONES SOBRE LA VIGA CARRIL

En la norma UNE 1991-3-2006 [4] se detallan las cargas que actúan sobre la viga y todo lo necesario para su cálculo.

4.2.1. ACCIONES VERTICALES

Existen dos acciones principales:

- **Peso propio**, $Q_{ci,j}$: se trata de la carga debida al propio peso de la estructura. En esta carga no se tendrá en cuenta ni el peso del polipasto ni el de la carga a levantar y será igual al peso de la viga puente más el peso de los testeros.
- **Carga de servicio**, $Q_{hi,j}$: es la acción debida al peso del polipasto y al de la carga a levantar.

Ambas fuerzas son transmitidas por las ruedas de los testeros. Estas cargas deben de ir referenciadas a cada rueda, por eso llevan los subíndices i y j .

$$Q_{ci,j} = \frac{140 \frac{kg}{m} \cdot 7,20 m + 482,2 kg}{4 \text{ ruedas}} = 372,55 kg = 3,65 kN \quad (14)$$

Para la carga en servicio se escogerá el caso más desfavorable que será cuando el polipasto esté lo más próximo a una viga carril y obteniendo la reacción en su extremo más cercano como se puede ver en la Figura 21.



Figura 21. Planteamiento del cálculo de la reacción en A.

Realizando sumatorio de momentos y sumatorio de fuerzas verticales se obtiene una reacción en A igual a 8820,53 kg. Esta reacción es transmitida a la viga mediante dos ruedas por lo que se ha de dividir por 2 ruedas quedando una $Q_{hi,j}$ igual a 43,29 kN.

4.2.2. ACCIONES HORIZONTALES

Se componen en acciones longitudinales, en la dirección de la viga, y acciones transversales.

4.2.2.1. ACCIONES LONGITUDINALES

- Carga debida al **desplazamiento del puente**, $H_{Li,j}$: se produce cuando el testero acelera o desacelera. Es una carga producida por cada rueda del testero, ver figura.

Para su obtención se emplea la siguiente expresión:

$$H_{Li,j} = \varphi_5 \cdot k \cdot \frac{1}{n_r} \quad (15)$$

Siendo:

φ_5 : es el factor dinámico. Para su obtención se hace uso de la Tabla 14.

k : es la fuerza motriz.

n_r : es el número de vigas carril.

Tabla 14. Valores del factor dinámico φ_5 . Fuente: EN 1991-3 [4].

Values of the dynamic factor	Specific use
$\varphi_5 = 1,0$	for centrifugal forces
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	for systems where forces change smoothly
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	for cases where sudden changes can occur
$\varphi_5 = 3,0$	for drives with considerable backlash

Al tratarse de unos testeros que se moverán a una velocidad normal se optó por un valor de φ_5 igual a 1,5 ya que es un valor de mitad de la Tabla 14.

En cuanto al parámetro k , se recurre a la siguiente expresión para su cálculo:

$$k = \mu \cdot \sum Q_{r,min} \quad (16)$$

Siendo:

μ : es el factor de fricción que varía en función del contacto rueda raíl.

- Contacto acero/acero: $\mu = 0,2$
- Contacto acero/goma: $\mu = 0,5$

$Q_{r,min}$: el sumatorio de las cargas de cada rueda motriz sin que la máquina esté cargada.

$$k = 0,2 \cdot 350 \text{ kg} = 70 \text{ kg} \quad (16.1)$$

$$H_{Li,j} = 1,5 \cdot 70 \text{ kg} \cdot \frac{1}{1} = 105 \text{ kg} = 1,03 \text{ kN} \quad (15.1)$$

- **Carga de impacto, H_B** : se produce cuando el testero choca con los topes. Esta carga depende del tope con el que vaya equipado el testero ya que el impacto será más o menos amortiguado. Con la siguiente expresión se puede calcular esta carga.

$$H_B = \varphi_7 \cdot v_l \cdot \sqrt{m_c \cdot S_B} \quad (17)$$

Siendo:

φ_7 : factor dinámico de impacto. En la Tabla 15 se escoge.

v_l : velocidad del testero durante el 70% del recorrido. En este caso será de 0,4 m/s.

m_c : es la masa de la grúa y de la carga. Este parámetro tendrá un valor de 12181,2 kg.

S_B : es la constante del muelle del tope (N/m).

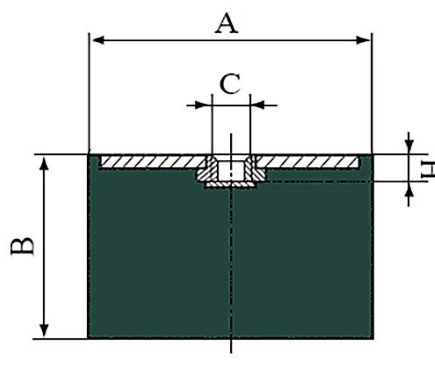
Tabla 15. Valores coeficiente dinámico de impacto. Fuente: EN 1991-3 [4]

Values of dynamic factor	Buffer characteristic
$\varphi_7 = 1,25$	$0,0 \leq \xi_b \leq 0,5$
$\varphi_7 = 1,25 + 0,7 (\xi_b - 0,5)$	$0,5 \leq \xi_b \leq 1$

El parámetro ξ_b define el comportamiento del muelle. Si es 0,5 significa que el muelle se comporta de forma lineal y si es 1 se trata de un amortiguador hidráulico. El muelle del tope del testero tiene un comportamiento lineal por lo que φ_7 tendrá un valor de 1,25.

Para la determinación del término S_B , se necesita conocer la cantidad de energía que es capaz de absorber el tope seleccionado, para ello, se recurre a la siguiente Tabla 16 :

Tabla 16. Características del tope de los testeros.



Diámetro A (mm)	B (mm)	C	G (mm)	Energía (Joules)
60	25	M10	25	12
	36			13,5
	45			13,7
70	35	M10	25	20
	50			21
	70			21
80	25	M14	45	33
	30		35	38
	40		35	30
	70		35	42,5
	80		35	43

En la Tabla 16, los valores de energía vienen dados en Julios. Será necesario dividir por el área de contacto para pasar a los N/m necesarios para el uso de la expresión anterior. De esta forma se pasa de una energía de 43 Julios a una $S_B=0,855$ N/m.

Sustituyendo los valores obtenidos en la expresión (16):

$$H_B = 1,25 \cdot 0,4 \cdot \sqrt{12182,2 \cdot 0,855} = 51,03 \text{ kg} = 0,5 \text{ kN} \quad (17.1)$$

Para velocidades menores de 0,4 la norma desprecia esta acción porque resulta una carga residual. Para este diseño sí se tendrá en cuenta.

4.2.2.2. ACCIONES TRANSVERSALES

- $H_{T,j}$: es una carga transversal que se produce cuando el puente arranca o frena con la carga descentrada generando un par de fuerzas en los rodillos del testero. Para su obtención el polipasto con la carga deberá de estar lo más próximo posible a un extremo de la viga puente para conseguir la mayor distancia del centro de gravedad con el centro de masas cuando el polipasto estuviera centrado como se puede ver en la Figura 22. Haciendo uso de la siguiente expresión se calcula esta acción.

$$H_T = \varphi_5 \cdot \left(\frac{l}{2} - l_s\right) \cdot \frac{M}{a} \quad (18)$$

Siendo:

φ_5 : es el factor dinámico. Para su obtención se hace uso de la Tabla 14.

$\frac{l}{2}$, l_s y a : ver Figura 22.

$$M = k \cdot l_s$$

k : es la fuerza motriz anteriormente calculada.

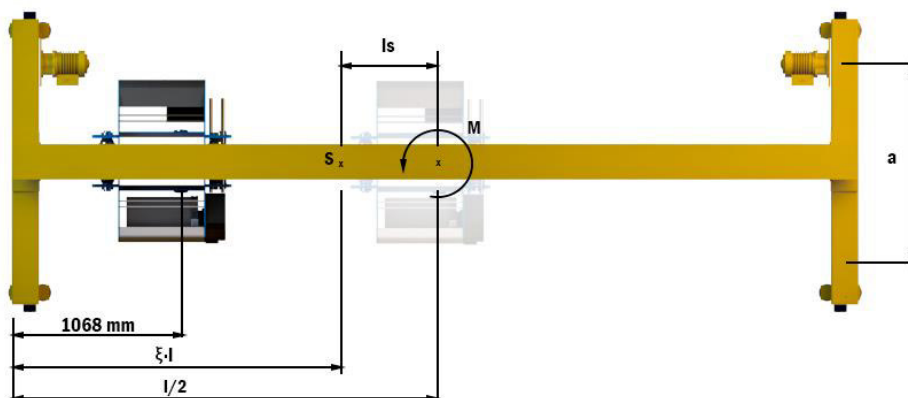


Figura 22. Esquema del cálculo del c.d.g

Para obtener l_s :

$$l_s = \frac{L}{2} - \frac{\text{Carga de servicio} \cdot 1,068m + \text{Peso grúa} \cdot \frac{L}{2}}{\text{Carga de servicio} + \text{Peso grúa}} \quad (19)$$

$$l_s = 3,6m - \frac{10691kg \cdot 1,068m + 1490,2 \cdot 3,6m}{10691 + 1490,2} = 2,23m$$

Sustituyendo en la expresión (18):

$$H_T = 1,5 \cdot (3,60 - 2,23)m \cdot \frac{70kg}{1,88m} = 76,51kg = 0,75kN \quad (18.1)$$

- Carga debida al **desplazamiento del carro, H_c** : las aceleraciones y desaceleraciones del carro inducen una carga transversal transmitida por los rodillos de los testers hacia la viga. Su cálculo es posible gracias a la fórmula que aparece en la norma UNE 76201-88 [5] y que se muestra a continuación.

$$\sum H_c = (Q + C) \cdot \left(\omega + \frac{2 \cdot j_c}{g} \right) \quad (20)$$

Siendo:

Q : peso de la carga nominal = 10000 kg.

C : peso del carro y su equipo = 691 kg.

ω : factor resistencia por fricción. Ver Tabla 17.

j_c : aceleración media del carro. Ver Tabla 18.

Tabla 17. Factores de resistencia por fricción ω [5].

Fuerza de elevación kN	Factor de fricción
50	0,005
100	0,0045
150	0,004

Tabla 18. Aceleraciones medias del carro [5].

Velocidad m/s	1 Velocidad lenta y media con gran recorrido		2 Velocidad media y rápida (aplicaciones corrientes)	
	Duración de la acaeleración (s)	Aceleración media (m/s ²)	Duración de la aceleración (s)	Aceleración media (m/s ²)
2	9,1	0,22	5,6	0,35
1,6	8,3	0,19	5	0,32
1	6,6	0,15	4	0,25
0,63	5,2	0,12	3,2	0,19
0,4	4,1	0,098	2,5	0,16
0,25	3,2	0,075		

En la Tabla 18 se escoge una aceleración media de 0,16 al no tratarse de un recorrido grande.

Sustituyendo los valores en la expresión (20) se obtiene una carga de:

$$\sum H_c = (10000 + 691)kg \cdot (0,0045 + \frac{2 \cdot 0,16 \frac{m}{s^2}}{9,81 \frac{m}{s^2}}) = 396 kg = 3,89 kN$$

Al dividir esta carga por los cuatro rodillos sobre los que actuará se obtiene H_{T3} :

$$H_{T3} = \frac{3,89 kN}{4 rodillos} = 0,97 kN \quad (21)$$

- Carga debida a **fallo de alineación**, $H_{si,j}$: puede existir un pequeño fallo de alineación en el raíl y ello conllevar a la aparición de una carga transversal, ver Figura 23. Para su cálculo se recurre a las expresiones siguientes que aparecen en la norma UNE 1991-3-2006 [4].

$$S = f \cdot \lambda_{s,j} \cdot \sum Q_r \quad (22)$$

$$H_{S,1,j,L} = f \cdot \lambda_{S,1,j,L} \cdot \sum Q_r \quad (23)$$

Siendo:

S : fuerza de guiado.

$\lambda_{s,j}$: es el factor de fuerza, ver la Tabla 20.

$\sum Q_r$: es el sumatorio de las cargas de cada rueda debidas al peso de la grúa cargada.

f : es el coeficiente de fricción de la rueda en movimiento:

$$f = 0,3 \cdot (1 - e^{-250 \cdot \alpha}) \leq 0,3 \quad (24)$$

α : es el ángulo de inclinación, ver Tabla 19.

$$\alpha = \alpha_g + \alpha_t + \alpha_w \quad (25)$$

El ángulo α depende del juego entre los rodillos del testero y el raíl, el error de alineación de los rodillos, en la rectitud del raíl y en el uso del raíl. Este ángulo no podrá ser mayor de 0,0015 rad. Para su cálculo se recurre a la Tabla 19.

Tabla 19. Obtención del ángulo α . Fuente: UNE-EN 13001-2:2014 [6]

Ángulo oblicuo resultante de		Rueda de pestaña	Rodillos guía
α_g	Juego con la forma	$\alpha_g = s_{g \text{ mín.}} / w_b$ cuando $s_g \leq \frac{4}{3} s_{g \text{ mín.}}$	
		$\alpha_g = 0,75 \cdot s_g / w_b$ cuando $s_g > \frac{4}{3} s_{g \text{ mín.}}$	
		Traslación de la grúa	
		$s_{g \text{ mín.}} = 10 \text{ mm}$	$s_{g \text{ mín.}} = 5 \text{ mm}$
α_t	Tolerancias (alineación de rodillos y rectitud del raíl)	Dirección del carro	
		$s_{g \text{ mín.}} = 4 \text{ mm}$	$s_{g \text{ mín.}} = 2 \text{ mm}$
α_w	Uso	$\alpha_t = 0,001 \text{ rad}$	
		$\alpha_w = 0,1 \cdot b_h / w_b$	$\alpha_w = 0,03 \cdot b_h / w_b$
donde w_b es la batalla (es decir, la distancia entre los rodillos guía o la primera y la última rueda) s_g es el juego real de los dispositivos de guiado $s_{g \text{ mín.}}$ es el juego mínimo de los dispositivos de guiado para las necesidades de cálculo b_h es la anchura de la cabeza del raíl			

En este diseño, el juego real de los dispositivos de guiado es igual a 2 mm por lo que:

$$\alpha_g = \frac{s_{g \text{ mín.}}}{w_b} = \frac{5 \text{ mm}}{2086 \text{ mm}} = 0,002 \text{ rad} \quad (26)$$

$$\alpha_t = 0,001 \text{ rad} \quad (27)$$

$$\alpha_w = 0,03 \cdot \frac{b_h}{w_b} = 0,03 \cdot \frac{70 \text{ mm}}{2086 \text{ mm}} = 0,001 \text{ rad} \quad (28)$$

Sustituyendo por estos valores en la expresión (25):

$$\alpha = 0,002 \text{ rad} + 0,001 \text{ rad} + 0,001 \text{ rad} = 0,004 \text{ rad}$$

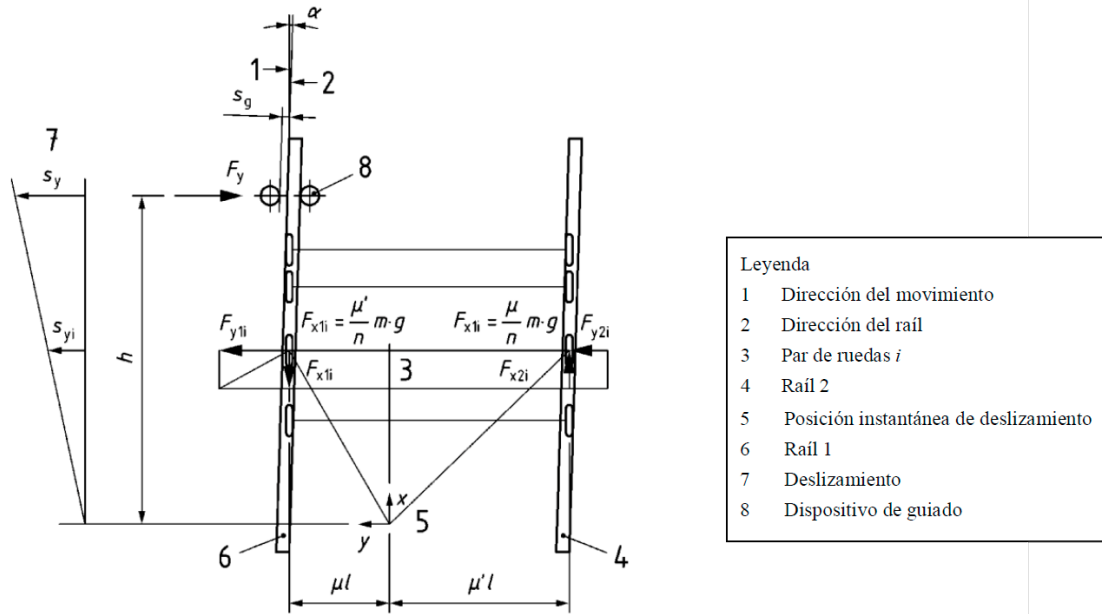


Figura 23. Esquema del fallo de alineación en el raíl. Fuente: UNE-EN:13001-2:2014 [6]

Una vez obtenido el ángulo, se calcula el coeficiente de fuerza, f con la expresión (24):

$$f = 0,3 \cdot (1 - e^{-250 \cdot \alpha}) = 0,3 \cdot (1 - e^{-250 \cdot 0,004}) = 0,189$$

Para el cálculo del factor de fuerza $\lambda_{s,j}$, se debe de atender a la Tabla 20 que aparece en la norma UNE 76201:88.

Tabla 20. Factor de fuerza $\lambda_{s,j}$

System	$\lambda_{S,j}$	$\lambda_{S,1,j,L}$	$\lambda_{S,1,j,T}$	$\lambda_{S,2,j,L}$	$\lambda_{S,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{l}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$

Where:

n

is the number of wheel pairs;

$\xi_1 l$

is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;

$\xi_2 l$

is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;

ℓ

is the span of the appliance;

e_j

is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means;

h

is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means.

En este caso se tratan de ruedas acopladas y fijas por lo que las ecuaciones que hay que usar son las de la fila CFF.

$$\lambda_{s,j} = 1 - \frac{\sum e_j}{n \cdot h} \quad (29)$$

$$\lambda_{s,1,j,L} = \frac{\xi_1 \cdot \xi_2 \cdot l}{n \cdot h} \quad (30)$$

Siendo:

$\sum e_j$: sumatorio de las distancias d_1, d_2, \dots, d_n . Ver Figura 25.

n : es el número de pares de ruedas. En este caso son 2 pares.

$\xi_1 l$: es la distancia al centro de masas desde el raíl 1. Figura 24.

$\xi_2 l$: es la distancia al centro de masas desde el raíl 2. Ver Figura 24.

h : es la distancia entre el centro instantáneo de traslación y el dispositivo de guiado. Ver Figura 23.

$$h = \frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot l^2 \cdot \sum e_j^2}{\sum e_j} \quad (31)$$

Siendo:

m : es el número de pares de ruedas acopladas. En este caso $m = 1$

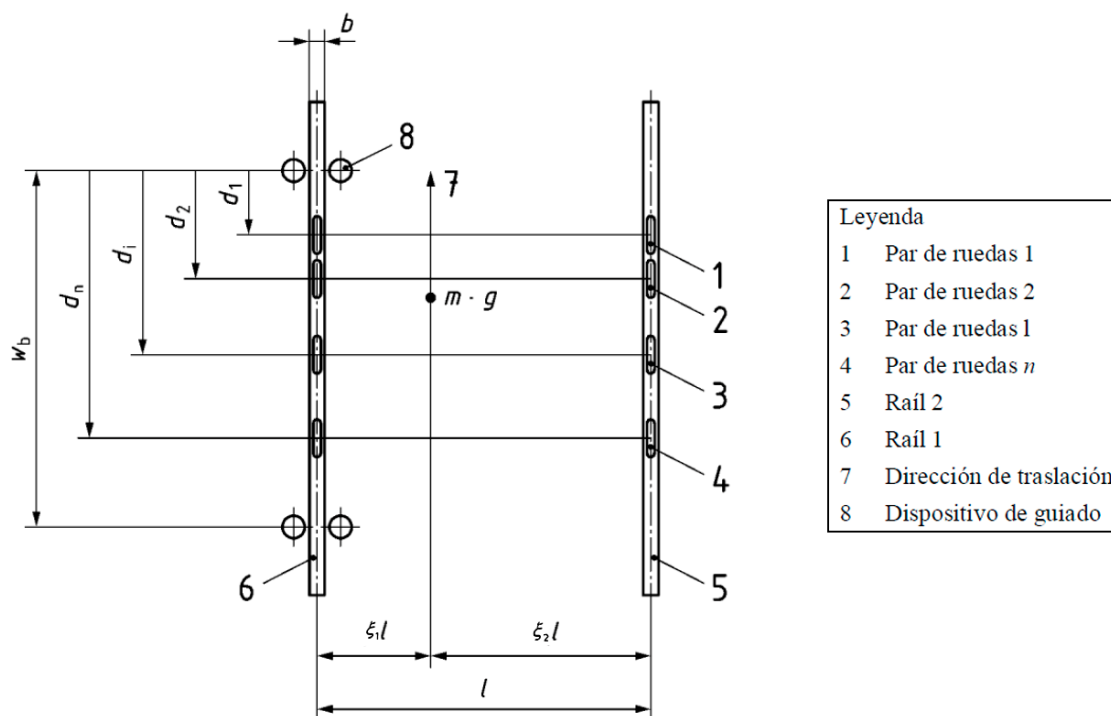


Figura 24. Esquema de las cotas que intervienen en la obtención de $\lambda_{s,j}$. Fuente: UNE-EN:13001-2:2014 [6]

La distancia al centro de masas $\xi_1 l$ es igual a 1300 mm y la longitud l es igual a 7200 mm por lo que: $\xi_1 = 0,19$ y $\xi_2 = 0,81$.

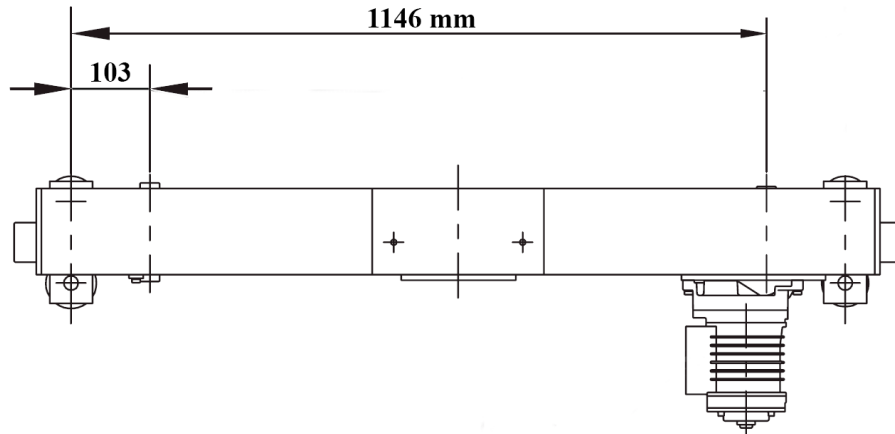


Figura 25. Cotas de d_1 y d_2 .

Una vez claros los valores de todos los parámetros se procede al cálculo de la distancia “h” con la expresión (31):

$$h = \frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot l^2 \cdot \sum e_j^2}{\sum e_j} = \frac{1 \cdot 0,19 \cdot 0,81 \cdot (7200 \text{ mm})^2 + (103 \text{ mm})^2 + (1146 \text{ mm})^2}{(103 \text{ mm} + 1146 \text{ mm})}$$

$$h = 7477,64 \text{ mm}$$

Calculada la distancia “h”, se determina el factor de fuerza con las expresiones (29) y (30).

$$\lambda_{s,j} = 1 - \frac{\sum e_j}{n \cdot h} = 1 - \frac{103 \text{ mm} + 1146 \text{ mm}}{2 \cdot 7447,64 \text{ mm}} = 0,916$$

$$\lambda_{s,1,j,L} = \frac{\xi_1 \cdot \xi_2 \cdot l}{n \cdot h} = \frac{0,19 \cdot 0,81 \cdot 7200 \text{ mm}}{2 \cdot 7447,64 \text{ mm}} = 0,074$$

Con el factor de fuerza calculado se puede obtener la fuerza de guiado “S” con (22) y la acción transversal de cada rueda, “ $H_{s,i,j}$ ” debida a esta fuerza de guiado “S”, con (23).

$$S = f \cdot \lambda_{s,j} \cdot \sum Q_r = 0,189 \cdot 0,916 \cdot \frac{12187 \text{ kg}}{4 \text{ ruedas}} = 527,46 \text{ kg} = 5,17 \text{ kN}$$

$$H_{s,1,j,L} = f \cdot \lambda_{s,1,j,L} \cdot \sum Q_r = 0,189 \cdot 0,074 \cdot \frac{12187 \text{ kg}}{4 \text{ ruedas}} = 42,61 \text{ kg} = 0,42 \text{ kN}$$

4.2.3. FACTORES DINÁMICOS

En la Tabla 21 se muestran los factores dinámicos presentes en el cálculo de este componente de la estructura:

Tabla 21. Factores dinámicos. Fuente: EN 1991-3 [4]

FACTORES DINÁMICOS	EFFECTOS CONSIDERADOS	OBTENCIÓN
φ_1	Excitación de la estructura debido al levantamiento de la carga del suelo.	$0,9 \leq \varphi_1 \leq 1,1$ Estos valores corresponden con los máximos y mínimos de los pulsos vibracionales.
φ_2	Efectos dinámicos de la inercia y de la gravedad debidos al levantamiento de una carga libre desde el suelo.	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + v_h \cdot \beta_2$ v_h : velocidad de elevación $\varphi_{2,min}$ y β_2 ver Tabla 22 y Tabla 23
φ_3	Efectos dinámicos de la inercia y de la gravedad debidos a la liberación repentina de una parte de la carga.	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} \cdot (1 + \beta_3)$ Δm : parte de la carga liberada. m : es la masa de la carga de elevación. β_3 : factor de liberación de la carga.
φ_4	Efectos dinámicos debidos al desplazamiento de la grúa por una superficie irregular.	$\varphi_4 = 1$ Siempre que el raíl cumpla con las especificaciones de la norma EN 1993-6
φ_5	Efectos dinámicos debidos a la aceleración de los mecanismos de arrastre.	$1 \leq \varphi_5 \leq 3$ Depende de la aceleración de los testers.
φ_7	Efectos dinámicos debidos a las cargas de choque.	$1,25 \leq \varphi_7 \leq 1,6$ Depende del comportamiento elástico del muelle del tope

- φ_1 : se tomará el máximo. $\varphi_1 = 1,1$
- φ_2 : para obtener este factor se necesita determinar el factor β_2 y $\varphi_{2,min}$

La grúa se puede clasificar dentro de las grúas HC2 ya que su uso será en un taller y pocas veces será utilizada para levantar su carga de diseño. Sabiendo esto, se entra a la Tabla 16 y se obtiene el factor β_2 .

Tabla 22. Factor β_2 . Fuente: EN 1991-3 [4]

CLASE DE RIGIDEZ	DESPLAZAMIENTO CARACTERÍSTICO VERTICAL DE LA CARGA, δ	FACTOR β_2 [s/m]
HC1	$\delta \leq 0,8 \text{ m}$	0,17
HC2	$0,3 \text{ m} \leq \delta \leq 0,8 \text{ m}$	0,34
HC3	$0,15 \text{ m} \leq \delta \leq 0,3 \text{ m}$	0,51
HC4	$0,15 \text{ m} \leq \delta$	0,68

Tabla 23. Selección de $\varphi_{2,min}$. Fuente: EN 1991-3 [4].

CLASE DE RIGIDEZ	CLASE DE MECANISMO DE ELEVACIÓN				
	HD1	HD2	HD3	HD4	HD5
HC1	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
HC2	1,1	1,1	1,05	1,1	1,05
HC3	1,15	1,15	1,05	1,15	1,05
HC4	1,2	1,2	1,05	1,2	1,05

El polipasto seleccionado tiene un sistema con el que varía la velocidad de elevación por lo que se trata de un mecanismo HD5. Teniendo esto en cuenta y que la estructura tiene una clase de rigidez HC4 se puede obtener una $\varphi_{2,min}$ de la Tabla 23 igual a 1,05.

La velocidad de elevación del polipasto v_h es de 0,13 m/s por lo que el factor dinámico φ_2 será:

$$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + v_h \cdot \beta_2 = 1,05 + 0,13 \cdot 0,34 = 1,09 \quad (32)$$

- φ_3 : para la obtención de este factor se ha de utilizar la siguiente expresión:

$$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} \cdot (1 + \beta_3) \quad (33)$$

Siendo:

Δm : la masa de la carga liberada. En este caso será la misma que la elevada: 10000 kg.

m : la masa de la carga elevada: 10000 kg.

$\beta_3 = 0,5$ para sistemas que permiten la liberar la carga lentamente.

$\beta_3 = 1$ para sistemas que liberan la carga rápidamente.

El polipasto escogido no permite una liberación lenta de la carga por lo que $\beta_3 = 1$

$$\varphi_3 = 1 - \frac{10000}{10000} \cdot (1 + 1) = -1$$

Un valor negativo corresponde a una acción de levantamiento de la grúa.

- φ_4 : siempre que el raíl cumpla con las especificaciones de la norma EN 1993-6 [3] este factor será igual a 1.

El raíl fue diseñado según la norma EN 1993-6 por lo que $\varphi_4 = 1$

- Los factores φ_5 y φ_7 fueron obtenidos previamente en el apartado 4.2.2.1. siendo estos:

$$\varphi_5 = 1,5$$

$$\varphi_7 = 1,25$$

4.3. COMBINACIONES DE CARGAS

Estas combinaciones se dividirán en tres grupos en función de sus estados límite. Por un lado, estarán las combinaciones del ELU y abolladura, por otro lado, las del ELS y por último el estado a fatiga.

Al tratarse de una máquina móvil, se han de realizar algunas combinaciones de cargas en función de la posición del puente. Algunas cargas, como el peso propio, no dependerán de la posición por lo que en cada estado límite, las combinaciones se dividirán en dos grupos: combinaciones únicas y combinaciones por posición.

Además de los coeficientes dinámicos, cada carga deberá de ser multiplicada por el coeficiente parcial de seguridad el cual, depende de la naturaleza de las cargas, ver en la Tabla 24:

Tabla 24. Coeficientes parciales de seguridad. Fuente: EN 1991-3 [4].

Coeficientes parciales de seguridad		
Acciones permanentes	γ_G	1.350
Acciones variables - Grúa	γ_Q	1.350
Acciones variables - Otras	γ_{Q0}	1.500
Coeficiente de combinación	ψ	1.000

4.3.1. GRUPOS DE CARGA Y COMBINACIONES EN ELU Y ABOLLADURA

Los números que aparecerán a la izquierda de cada combinación hacen referencia a las combinaciones que se muestran en la Tabla 25.

COMBINACIONES ÚNICAS:

Estas combinaciones no dependen de la posición del puente por eso se realizan una única vez.

- 1.- Sólo peso propio de la viga carril.
- 7.- Impacto accidental con el tope extremo 1.
- 7.- Impacto accidental con el tope extremo 2.

COMBINACIONES POR POSICIÓN:

En cada posición de estudio del puente grúa se han de realizar estas combinaciones de cargas:

- 2.- El puente grúa cargado y desplazándose a lo largo de la viga carril.
- 3.- El puente grúa descargado y desplazándose a lo largo de la viga carril.
- 4.- Puente grúa cargado y desplazándose por la viga carril con problemas de alineación.

5.- Puente grúa cargado, desplazándose con problemas de alineación, pero con reajuste de alineación.

6.- Puente grúa cargado, fijo y desplazándose el polipasto.

Tabla 25. Grupos de carga ELU. Fuente: EN 1991-3 [4]

	Cargas	Símbolo	GRUPOS DE CARGAS									
			Estado Límite Último							Carga de prueba	Carga accidental	
			2	3	4	5					7	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Peso propio de la grúa	Q_C	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Carga de elevación	Q_H	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	$\eta^{1)}$	-	1	1
3	Aceleración del puente grúa	H_U, H_T	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Inclinación de la grúa puente	H_5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	Aceleración o desaceleración del polipasto	H_{T3}	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Viento en servicio	F_W	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Carga de prueba	Q_T	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Fuerza amortiguadora	H_B	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Fuerza de inclinación	H_{TA}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

4.3.2. GRUPOS DE CARGA Y COMBINACIONES EN ELS

Al igual que en el apartado 4.3.1. el número que acompaña a cada combinación hace referencia a las combinaciones de la Tabla 25.

COMBINACIONES ÚNICAS:

1.- Sólo peso propio de la viga carril.

COMBINACIONES POR POSICIÓN:

los factores dinámicos en este estado serán iguales a 1.

2.- El puente grúa cargado y desplazándose a lo largo de la viga carril.

3.- El puente grúa descargado y desplazándose a lo largo de la viga carril.

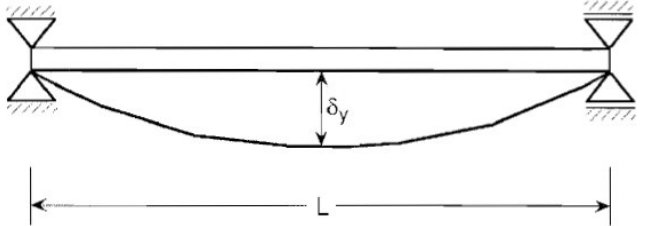
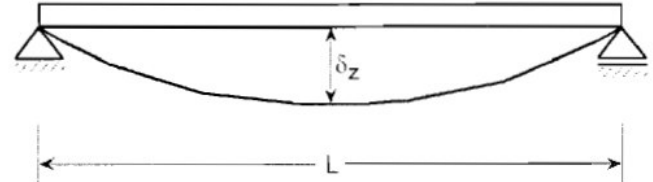
4.- Puente grúa cargado y desplazándose por la viga carril con problemas de alineación.

5.- Puente grúa cargado, desplazándose con problemas de alineación, pero con reajuste de alineación.

6.- Puente grúa cargado, fijo y desplazándose el polipasto.

Además de las combinaciones, la viga deberá de cumplir unas condiciones de deformación tanto vertical como horizontal para garantizar su correcto funcionamiento durante el servicio. En la Tabla 26, se muestran las flechas admisibles y cómo obtenerlas:

Tabla 26. Deformaciones admisibles para ELS.

DEFORMACIONES	DIAGRAMA
Deformación horizontal δ_y: la deformación horizontal de una viga carril, medida desde la parte superior del raíl deberá de ser: $\delta_y \leq L/600$	
Deformación vertical δ_z: la deformación vertical de una viga carril deberá de ser: $\delta_z \leq L/600 \quad \text{además} \quad \delta_z \leq 25 \text{ mm}$	

En la Tabla 27, se muestran los valores de deformaciones admisibles:

Tabla 27. Obtención de las deformaciones admisibles.

TRAMOS	LUZ	DEFORMACIÓN
1	6100 mm	$\delta_y \leq L/600 \leq 6100/600 \leq 10,16 \text{ mm}$
2	6100 mm	$\delta_y \leq L/600 \leq 6100/600 \leq 10,16 \text{ mm}$
3	4100 mm	$\delta_y \leq L/600 \leq 4100/600 \leq 6,84 \text{ mm}$
4	2000 mm	$\delta_y \leq L/600 \leq 2000/600 \leq 3,34 \text{ mm}$

4.3.3. ESTADO A FATIGA

Para la determinación de este estado se recurre a la metodología del factor de daño equivalente a través de la regla de Palmer Miner. No será necesario calcular el espectro de carrera de tensiones, pero sí la clasificación de la grúa y por tanto conocer su uso.

Al igual que en los estados anteriores éste, también se divide entre combinaciones únicas y combinaciones por posición.

El número que acompaña a cada combinación hace referencia a las combinaciones de la Tabla 25.

COMBINACIONES ÚNICAS:

1.- Peso propio de la viga carril.

COMBINACIONES POR POSICIÓN:

8.- Sólo cargas verticales $Q_{ec\ i,j}$ y $Q_{eh\ i,j}$ amplificadas por el coeficiente de ampliación de fatiga.

$$Q_{ec\ i,j} = Q_{c\ i,j} \cdot \lambda \cdot \varphi_{fat\ 1} \quad (34) \quad y \quad Q_{eh\ i,j} = Q_{h\ i,j} \cdot \lambda \cdot \varphi_{fat\ 2} \quad (35)$$

Siendo:

$Q_{c\ i,j}$: peso propio de la grúa en cada rueda.

$Q_{h\ i,j}$: carga de elevación más el peso del polipasto en cada rueda.

λ : es el factor de daño equivalente. Ver Tabla 28.

$\varphi_{fat\ 1}$; $\varphi_{fat\ 2}$: factor de ampliación dinámica para fatiga.

$$\varphi_{fat\ 1} = \frac{1 + \varphi_1}{2} = \frac{1 + 1,1}{2} = 1,05 \quad y \quad \varphi_{fat\ 2} = \frac{1 + \varphi_2}{2} = \frac{1 + 1,09}{2} = 1,04$$

Para la determinación del factor λ se ha de conocer la clase de la estructura para la fatiga. Entrando a la Tabla 28 con la clase de utilización de la estructura (U_4) y el estado de carga (Q_1) obtenidos en el apartado 1.4 y 1.5 respectivamente es posible clasificar la estructura dentro de la clase S_0 .

Tabla 28. Clasificaciones de las acciones de fatiga según EN 13001-1. [7]

Class of load spectrum		Q_0	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
		$\frac{kQ}{13} \leq 0,03$	$0,0313 < kQ \leq 0,0625$	$0,0625 < kQ \leq 0,125$	$0,125 < kQ \leq 0,25$	$0,25 < kQ \leq 0,5$	$0,5 < kQ \leq 1,0$
class of total number of cycles							
U_0	$C \leq 1,6 \cdot 10^4$	S_0	S_0	S_0	S_0	S_0	S_0
U_1	$1,6 \cdot 10^4 < C \leq 3,15 \cdot 10^4$	S_0	S_0	S_0	S_0	S_0	S_1
U_2	$3,15 \cdot 10^4 < C \leq 6,30 \cdot 10^4$	S_0	S_0	S_0	S_0	S_1	S_2
U_3	$6,30 \cdot 10^4 < C \leq 1,25 \cdot 10^5$	S_0	S_0	S_0	S_1	S_2	S_3
U_4	$1,25 \cdot 10^5 < C \leq 2,50 \cdot 10^5$	S_0	S_0	S_1	S_2	S_3	S_4
U_5	$2,50 \cdot 10^5 < C \leq 5,00 \cdot 10^5$	S_0	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
U_6	$5,00 \cdot 10^5 < C \leq 1,00 \cdot 10^6$	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6
U_7	$1,00 \cdot 10^6 < C \leq 2,00 \cdot 10^6$	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7
U_8	$2,00 \cdot 10^6 < C \leq 4,00 \cdot 10^6$	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7	S_8
U_9	$4,00 \cdot 10^6 < C \leq 8,00 \cdot 10^6$	S_4	S_5	S_6	S_7	S_8	S_9

Una vez clasificada la estructura, se entra en la Tabla 29 para obtener los valores del factor de daño equivalente:

Tabla 29. Valores del factor de daño equivalente.

CLASES S	S0	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
Normal stresses	0,198	0,25	0,315	0,397	0,5	0,63	0,794	1	1,26	1,587
Shear stresses	0,379	0,436	0,5	0,575	0,66	0,758	0,871	1	1,149	1,32

Para $m=3$ el factor λ será igual a 0,198 y para $m=5$ el factor será de 0,379, siendo m la pendiente de las curvas de resistencia a fatiga para carreras tensionales normales, ver Figura 26.

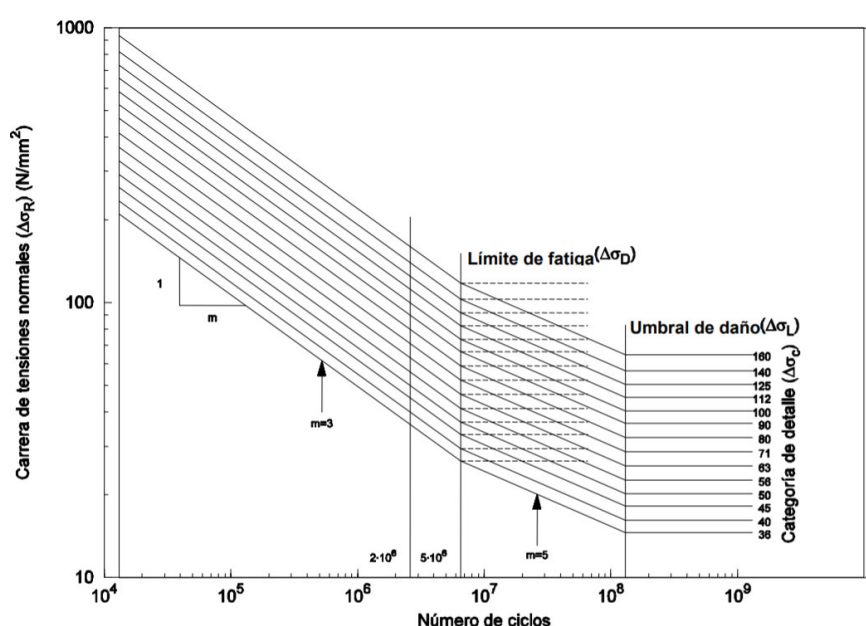


Figura 26. Curvas de resistencia a fatiga para carreras tensionales normales. Fuente: https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/12.pdf

4.4. CÁLCULO

Para el cálculo del estado tensional de la viga y de la deformación que experimentará bajo ese estado, se recurre al software MEF “Craneway” de la empresa Dlubal. Este software trabaja con la siguiente hipótesis de cálculo:

- Análisis estático de segundo orden con imperfecciones mediante elementos finitos tipo barra, con siete grados de libertad en cada nodo (tres traslaciones, tres rotaciones e intensidad de alabeo). Sólo será necesario realizar la comprobación tensional.
- Se consideran los efectos de carga concentrada y la ubicación real añadiendo esfuerzos secundarios. Se tienen en cuenta estados 2D tensionales.

- Se consideran los efectos dinámicos mediante la multiplicación de las cargas por coeficientes dinámicos.
- Se considera de la casuística de las situaciones en servicio mediante grupos de carga y posteriores combinaciones dentro de cada grupo de carga.
- Se comprueba la resistencia a fatiga mediante la metodología del coeficiente del daño equivalente a través de la regla de Palmer Miner.

4.4.1. DATOS DE ENTRADA

4.4.1.1. DATOS GENERALES

- Puente grúa no suspendido.
- Material: acero s275 (EN-1993-1-1:2005-05) [8].
- Normativa: normativa europea, eurocódigo 3 parte 6 (EN 1993-6) [4]

4.4.1.2. GEOMETRÍA

En cada extremo de viga irá instalado un rigidizador. En la Figura 27 se muestran los datos relacionados con los apoyos de la viga carril y con la longitud de los vanos.

Apoyos	Constantes elásticas	Articulaciones	Rigidizadores						
Apoyo núm.	A Posición x [m]	B Tipo de apoyo	C Desplazamiento en			F X	G Y	H Z	I Rigidizador
1	0.000	Articulado fijo	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Rígido
2	6.100	Articulado móvil	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Rígido
3	12.200	Articulado móvil	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Rígido
4	16.300	Articulado móvil	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Rígido
5	18.300	Libre	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Rígido
6									
7									

Figura 27. Geometría de la viga carril.

4.4.1.3. SECCIÓN

VIGA:

Para que comience el cálculo se debe de suponer un tipo de perfil e ir tanteando hasta dar con el óptimo. Al tratarse de una estructura aislada, con cargas transversales, que harán que la viga se

deforme horizontalmente y a la existencia de un último tramo en voladizo, se descartarán los perfiles del tipo IPE e IPN dadas sus esbelteces. Es por ello por lo que se emplearán perfiles tipo HEA ya que son menos pesados que los HEB.

Se empezará suponiendo un HEA 450 que es el mismo perfil que el que se escogió para la viga principal.

- Se empleará un perfil HEA 450 (ohne Norm)

CARRIL:

- Se recurrirá a una placa simple de 70x60 mm² de sección
- La inercia que pueda añadir el carril a la viga no se tendrá en cuenta. Es una opción que permite el programa y con la que se conseguirá una solución más conservadora.

CATEGORÍA DE DETALLE:

Para el cálculo a fatiga se debe de tener en cuenta los detalles constructivos. Para este caso, la viga es un producto laminado por lo que se adoptará una categoría de detalle 160. Además, se debe de incluir la unión entre el ala de la viga y el raíl. Esta unión deberá de ser soldada con cordón discontinuo para crear zonas de relajación y evitar que la viga se deforme tanto como el raíl. Es por esto por lo que la categoría de detalle para esta unión será de 80. En la Figura 28 se muestra la selección de estas categorías.

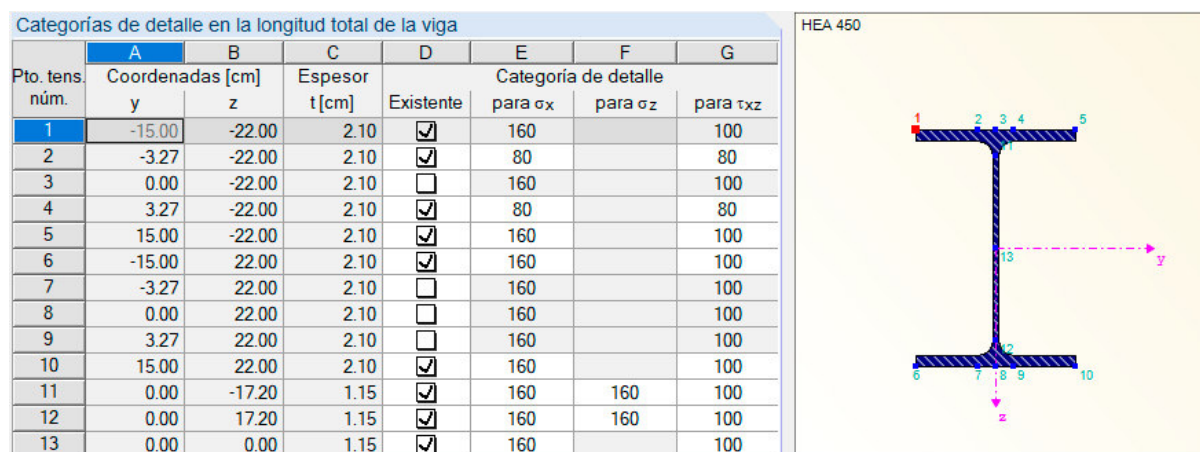


Figura 28. Categorías de detalle. Fuente: Software Craneway.

UNIÓN ALA-RAÍL:

Como se comentó anteriormente, se tratará de un cordón de soldadura discontinuo como el de la Figura 29.

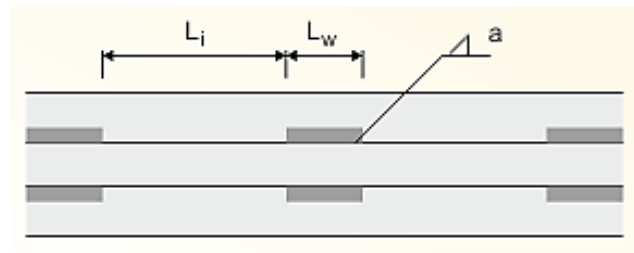


Figura 29. Cordón de soldadura discontinuo. Fuente: Software Craneway

Siendo:

- a: El espesor de la soldadura. Para este caso se optarán por 6 mm.
- L_i : Longitud de la discontinuidad. La norma EN 1993-1-8 [9] establece que no deberá de ser superior a $0,25 \cdot b$, siendo b la anchura del perfil, 300 mm. Atendiendo a esto, se tomarán 75 mm de L_i .
- L_w : Longitud del cordón. En la norma se fija a un valor mínimo de $6 \cdot a$ por lo que se adoptarán 36 mm de L_w .

4.4.1.4. CARGAS**CARACTERÍSTICAS DE LA GRÚA:**

- Número de grúas: 1
- Posición de los topes de la grúa, b_r y b_L : se colocarán a 200 mm de cada extremo.
- Vigas de estudio: sólo la viga más solicitada.
- Clase S: S_0
- Número de ejes del testero, a_1 : los testeros tendrán 2 ejes.
- Distancia entre los ejes: la distancia será de 1880 mm.
- Disposición de los topes de los testeros, a_L y a_R : estarán a 330 mm del eje de cada rueda.

CARGAS:

En la Figura 30, se muestran las cargas introducidas en el programa y que fueron calculadas en el apartado 4.2.

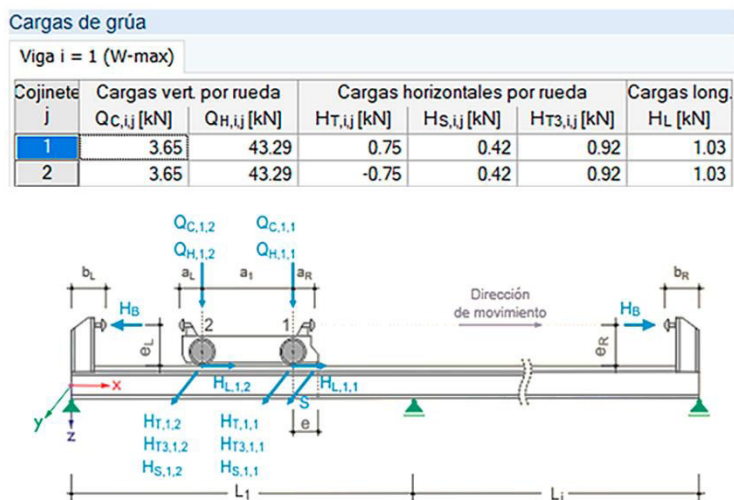


Figura 30. Cargas de la grúa. Fuente: Software Craneway.

COEFICIENTES DINÁMICOS:

- Peso de la grúa, φ_1 : 1,1
- Elevación de la carga, φ_2 : 1,09
- Retirada repentina del peso, φ_3 : 1
- Recorrido de la grúa, φ_4 : 1
- Fuerza motriz, φ_5 : 1,5
- Fuerza de choque contra los topes, φ_7 : 1,25

POSICIONES DE ESTUDIO DE LA GRÚA:

- Incremento posiciones de estudio de la grúa: 250 mm.

4.4.1.5. COMBINACIONES DE CARGA

Con un incremento de posiciones de 250 mm resultarán 63 las posiciones de estudio. En cada posición se plantearán 5 combinaciones de carga por lo que serán un total de 315 combinaciones por posición a las que habrá que sumar las tres combinaciones únicas, resultando un total de 318 combinaciones de carga.

En la Tabla 30, se muestran las 318 combinaciones de carga a las que el programa deberá de someter a la estructura para simular la casuística del servicio en el que operará.

Tabla 30. Combinaciones de carga.

CASOS	VIGA	POSICIÓN RUEDA (m)	COMBINACIONES
CO1			γG (PesoPropio)
CO2	Max	2.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO3	Max	2.410	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$
CO4	Max	2.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO5	Max	2.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)
CO6	Max	2.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_t 3$)
CO7	Max	2.660	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO8	Max	2.660	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$
CO9	Max	2.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO10	Max	2.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)
CO11	Max	2.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_t 3$)
CO12	Max	2.910	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO13	Max	2.910	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$
CO14	Max	2.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO15	Max	2.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)
CO16	Max	2.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_t 3$)
CO17	Max	3.160	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO18	Max	3.160	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$
CO19	Max	3.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO20	Max	3.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)
CO21	Max	3.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_t 3$)
CO22	Max	3.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO23	Max	3.410	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$
CO24	Max	3.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO25	Max	3.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)
CO26	Max	3.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_t 3$)
CO27	Max	3.660	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO28	Max	3.660	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$
CO29	Max	3.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO30	Max	3.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)
CO31	Max	3.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_t 3$)
CO32	Max	3.910	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO33	Max	3.910	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$
CO34	Max	3.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO35	Max	3.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)
CO36	Max	3.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_t 3$)
CO37	Max	4.160	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO38	Max	4.160	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$
CO39	Max	4.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO40	Max	4.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)
CO41	Max	4.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_t 3$)
CO42	Max	4.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)
CO43	Max	4.410	γG (PesoPropio + Q_c) + γQ $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$

Tabla 30. Combinaciones de carga.

[illegible]

Tabla 30. Combinaciones de carga.

[illegible]

Tabla 30. Combinaciones de carga.

CASOS	VIGA	POSICIÓN RUEDA (m)	COMBINACIONES
CO130	Max	8.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO131	Max	8.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO132	Max	8.910	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO133	Max	8.910	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$
CO134	Max	8.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO135	Max	8.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO136	Max	8.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO137	Max	9.160	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO138	Max	9.160	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$
CO139	Max	9.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO140	Max	9.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO141	Max	9.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO142	Max	9.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO143	Max	9.410	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$
CO144	Max	9.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO145	Max	9.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO146	Max	9.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO147	Max	9.660	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO148	Max	9.660	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$
CO149	Max	9.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO150	Max	9.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO151	Max	9.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO152	Max	9.910	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO153	Max	9.910	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$
CO154	Max	9.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO155	Max	9.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO156	Max	9.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO157	Max	10.160	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO158	Max	10.160	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$
CO159	Max	10.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO160	Max	10.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO161	Max	10.160	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO162	Max	10.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO163	Max	10.410	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$
CO164	Max	10.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO165	Max	10.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO166	Max	10.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO167	Max	10.660	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO168	Max	10.660	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$
CO169	Max	10.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)
CO170	Max	10.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Hs+S$)
CO171	Max	10.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO172	Max	10.910	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Qh$ + $\varphi 5 \cdot Ht + \varphi 5 Hl$)

Tabla 30. Combinaciones de carga.

[illegible]

Tabla 30. Combinaciones de carga.

CASOS	VIGA	POSICIÓN RUEDA (m)	COMBINACIONES
CO216	Max	12.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO217	Max	13.160	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO218	Max	13.160	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$
CO219	Max	13.160	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO220	Max	13.160	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Hs + S$)
CO221	Max	13.160	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO222	Max	13.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO223	Max	13.410	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$
CO224	Max	13.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO225	Max	13.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Hs + S$)
CO226	Max	13.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO227	Max	13.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO228	Max	13.660	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$
CO229	Max	13.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO230	Max	13.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Hs + S$)
CO231	Max	13.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO232	Max	13.910	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO233	Max	13.910	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$
CO234	Max	13.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO235	Max	13.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Hs + S$)
CO236	Max	13.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO237	Max	14.160	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO238	Max	14.160	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$
CO239	Max	14.160	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO240	Max	14.160	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Hs + S$)
CO241	Max	14.160	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO242	Max	14.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO243	Max	14.410	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$
CO244	Max	14.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO245	Max	14.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Hs + S$)
CO246	Max	14.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO247	Max	14.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO248	Max	14.660	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$
CO249	Max	14.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO250	Max	14.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Hs + S$)
CO251	Max	14.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO252	Max	14.910	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO253	Max	14.910	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$
CO254	Max	14.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO255	Max	14.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Hs + S$)
CO256	Max	14.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Qc$) + γQ ($\phi 4 \cdot Qh$ + $Ht3$)
CO257	Max	15.160	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot Hc$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Qh$ + $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$)
CO258	Max	15.160	γG (PesoPropio + Qc) + γQ $\phi 5 \cdot Ht + \phi 5 Hl$

Tabla 30. Combinaciones de carga.

[illegible]

Tabla 30. Combinaciones de carga.

CASOS	VIGA	POSICIÓN RUEDA (m)	COMBINACIONES
CO302	Max	17.410	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 1 \cdot H_c) + \gamma Q (\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$
CO303	Max	17.410	$\gamma G (\text{PesoPropio} + Q_c) + \gamma Q \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l$
CO304	Max	17.410	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$
CO305	Max	17.410	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + H_s + S)$
CO306	Max	17.410	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + H_t 3)$
CO307	Max	17.660	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 1 \cdot H_c) + \gamma Q (\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$
CO308	Max	17.660	$\gamma G (\text{PesoPropio} + Q_c) + \gamma Q \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l$
CO309	Max	17.660	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$
CO310	Max	17.660	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + H_s + S)$
CO311	Max	17.660	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + H_t 3)$
CO312	Max	17.770	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 1 \cdot H_c) + \gamma Q (\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$
CO313	Max	17.770	$\gamma G (\text{PesoPropio} + Q_c) + \gamma Q \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l$
CO314	Max	17.770	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$
CO315	Max	17.770	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + H_s + S)$
CO316	Max	17.770	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + H_t 3)$
CO317	Max	2.410	$\text{PesoPropio} + Q_c + Q_h + \varphi 7 \cdot H_b$
CO318	Max	17.770	$\text{PesoPropio} + Q_c + Q_h + \varphi 7 \cdot H_b$

4.4.1.6. IMPERFECCIONES

Debido a las diversas imperfecciones que pueden surgir en la estructura, ya sean imperfecciones de rectitud, de planitud, de verticalidad...etc., se debe de añadir al cálculo una deformación inicial que pueda ser equivalente a las posibles imperfecciones que puedan surgir. Esta deformación dependerá de la luz de la viga y de la geometría de su sección, ver Figura 31 y Tabla 31.



Figura 31. Imperfecciones. Fuente: Software Craneway

Tabla 31. Selección de la curva de pandeo lateral. Fuente: EN 1993-1-1 [8]

SECCIÓN	LÍMITES	CURVA DE PANDEO	FLECHA (W0)
Secciones laminadas en I	$h/b \leq 2$	b	1/500
	$h/b > 2$	c	1/400
Secciones soldadas en I	$h/b \leq 2$	b	1/400
	$h/b > 2$	d	1/300

Al tratarse de una sección HEA 450: $h = 440 \text{ mm}$ y $b = 300 \text{ mm}$.

$$\frac{400}{300} = 1,33 \leq 2 \text{ por lo que sería una curva de pandeo de la clase b.}$$

A partir de esta información, el programa calculará las imperfecciones mediante el método de los valores propios.

4.4.2. RESULTADOS

4.4.2.1. ANÁLISIS DE TENSIONES:

El caso más desfavorable es el CO315 que es el que se muestra en la Figura 32. Se trata de la posición más avanzada del testero, en el tramo del voladizo.

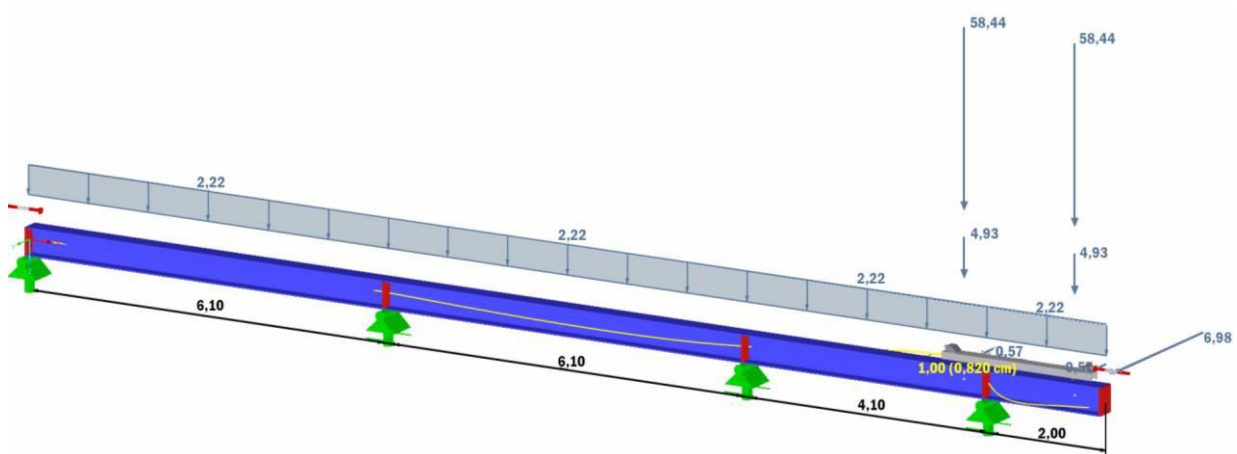


Figura 32. Caso más desfavorable: COMB 315.

A continuación, se muestra una tabla con las tensiones equivalentes máximas, obtenidas con el criterio de Von Misses, en cada tramo de la viga carril.

Tabla 32. Tensiones equivalentes en función de x.

BARRA	POSICIÓN X (m)	PTO SECCIÓN	CASO	TIPO DE TENSIÓN	TENSIÓN (kN/cm ²)	RATIO DE TENSIONES
1	2.660 l	1	CO10	σeqv	6.86	0.250
2	3.140 l	1	CO140	σeqv	5.47	0.199
3	4.100 r	1	CO315	σeqv	7.00	0.254
4	0.000 r	1	CO315	σeqv	7.00	0.255

La tensión equivalente máxima es de 7 kN/cm^2 con una ratio de tensiones de 0,255. Al ser una ratio menor que 1 se puede determinar que la sección escogida cumple con el apartado tensional.

4.4.2.2. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES

Para que la sección propuesta cumpla con el ELS deberá de alcanzar una deformación menor que la calculada en el apartado 4.3.2. en cada uno de sus vanos.

A continuación, se muestra una tabla con el resumen del análisis de deformación.

Tabla 33. Deformaciones máximas.

DIRECCIÓN	BARRA	POSICIÓN x [m]	CASO	DEFORMACIÓN	L/u	LÍMITE L/u
Horizontal	4	2.000	CO315	3.2	630.581	> 600.000
Vertical	4	2.000	CO312	1.9	1.039.113	> 600.000

En el Figura 33, se muestra un diagrama de resultados donde se detallan las deformaciones en cada punto de la viga en los dos casos más desfavorables.

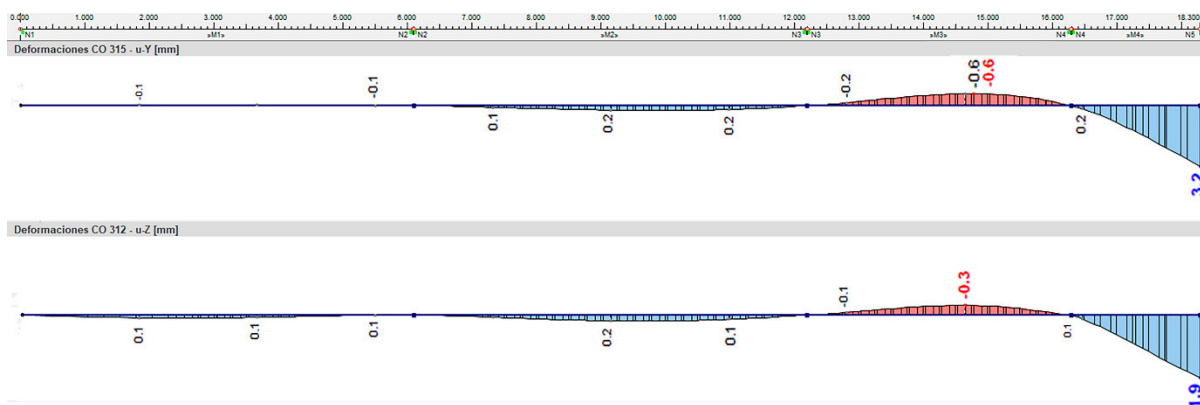


Figura 33. Diagrama de resultados. Deformaciones. Fuente: Software Craneway.

Las deformaciones máximas se producen en el último vano el cual, tiene una luz menor por lo que se convierte en el más restrictivo en cuanto a deformación. Al cumplir la condición de flecha máxima como se puede ver en la tabla, se puede afirmar que cumplirán todos los tramos por lo que el perfil HEA 450 será válido para la viga carril a diseñar.

4.4.2.3. ANÁLISIS A FATIGA

En la tabla, se muestran los resultados obtenidos para este apartado.

Tabla 34. Resultado del análisis a fatiga.

Características generales			
Valor nominal del límite elástico del acero:	f_{yk}	27.50	kN/cm ²
Coef. parcial para carga de fatiga	γ_{Ff}	1.000	
Coef. parcial de resistencia a fatiga	γ_{Mf}	1.150	

Tabla 34. Resultado del análisis a fatiga.

Características generales			
Coeficiente dinámico del daño de impacto equivalente	$\phi_{fat, 1}$	1.050	
Coeficiente dinámico de daño de impacto equivalente	$\phi_{fat, 2}$	1.045	
Tensión σ_x			
Combinación de carga CO	$\sigma_{x,Max}$	30	kN/cm ²
Combinación de carga CO	$\sigma_{x,Min}$	4	kN/cm ²
Tensión máxima	$\sigma_{x,Max}$	0.57	kN/cm ²
Tensión mínima	$\sigma_{x,Min}$	-2.97	kN/cm ²
Categoría de detalle σ_x	CD σ_x	160	
Carrera de tensión	$\delta \sigma_x$	3.54	kN/cm ²
Categoría de carga de grúa para σ_x	Si, σ_x	S0	
Factor de daño equivalente para σ_x	λ_{i,σ_x}	0.198	
Carrera de tensión de amplitud constante equivalente	$\delta \sigma_x E,2$	0.70	kN/cm ²
Tensión τ_{xz}			
Combinación de carga CO	$\tau_{xz,Max}$	1	
Combinación de carga CO	$\tau_{xz,Min}$	1	
Tensión máxima	$\tau_{xz,Max}$	0.00	kN/cm ²
Tensión mínima	$\tau_{xz,Min}$	0.00	kN/cm ²
Factor de daño equivalente para τ_{xz}	$\lambda_{i,\tau_{xz}}$	0.379	kN/cm ²
carreras de tensión τ_{xz}	$\delta \tau_{xz}$	0.00	kN/cm ²
Categoría de detalle τ_{xz}	CD τ_{xz}	100	
Categoría de carga de grúa para τ_{xz}	Si	S0	
carreras de tensión de amplitud constante equivalente	$\delta \tau_{xz} E,2$	0.00	kN/cm ²
Cálculo			
Cálculo $\delta \sigma_x$	$\eta \delta \sigma_x$	0.086	≤ 1
Cálculo $\delta \tau_{xz}$	$\eta \delta \tau_{xz}$	0.000	≤ 1
Cálculo $\delta \sigma E2(x)$	$\eta \delta \sigma E2(x)$	0.050	≤ 1
Cálculo $\delta \tau E2(xz)$	$\eta \delta \tau E2(xz)$	0.000	≤ 1
Daño D	D	0.000	≤ 1

Como se puede apreciar en la Tabla 34, el daño acumulado es menor que 1 por lo que el perfil cumple con el estado a fatiga.

4.4.2.4. COMPROBACIÓN

Para comprobar que el software fue configurado correctamente, se procede a verificar la deformación vertical en el extremo del voladizo, $y_{m\acute{a}x}$:

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{-P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I_x} \quad (33)$$

Siendo:

P: carga puntual en el extremo del voladizo.

L: longitud de la viga: 200 cm.

E: módulo de elasticidad: $2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

I_x : inercia de la sección en el eje x: 63722 cm^4

La carga puntual será la transmitida por rueda que se encuentre en el extremo del voladizo, en el caso más desfavorable, ver Figura 32. Al no tener en cuenta el peso propio de la viga, la deformación resultante será algo menor que la generada por el programa: $P=6300 \text{ kg}$.

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{-6300 \text{ kg} \cdot (200 \text{ cm})^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 63722 \text{ cm}^4} = 0,12 \text{ cm} = 1,2 \text{ mm}$$

Como la deformación vertical, generada por el programa, era de 1,9 mm, se puede concluir que el cálculo ha sido correcto.

4.4.2.5. CONCLUSIONES

El perfil escogido cumple con todos los estados límite y a fatiga por lo que será válido para el servicio al que estará destinado. Tanto en el estado límite último como en el estado a fatiga, el perfil cumple sobradamente. Es en el estado límite de servicio donde no muestra tanta solvencia, ver Figura 34. Con una deformación horizontal máxima de 3,2 mm se aproxima a la deformación admisible de 3,3 mm.

Debido a su desempeño en el estado límite de servicio se decide no verificar ninguna sección más pequeña porque su deformación, como mínimo, será demasiado próxima a la admisible.

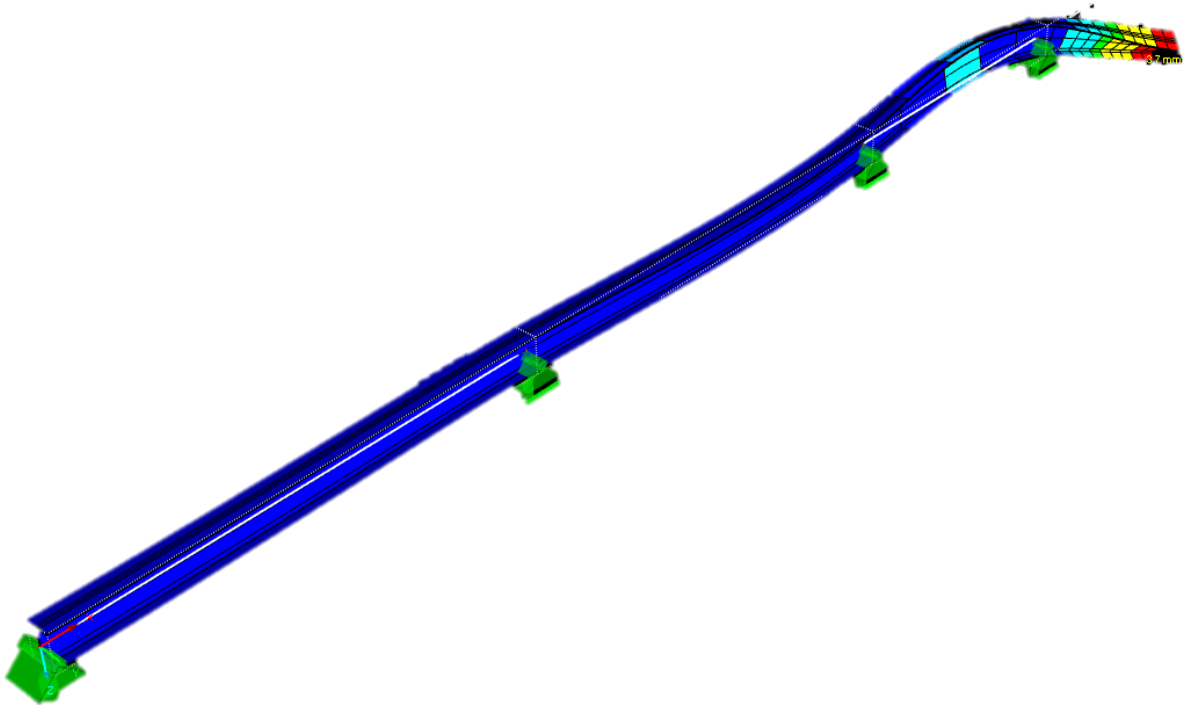


Figura 34. Viga deformada. Fuente: Software Cranway.

4.4.2.6. SOLUCIÓN ADOPTADA

La solución adoptada será una viga continua de 18300 mm de luz, compuesta por 4 tramos, el último de 2000 mm en voladizo, de un perfil HEA 450 como el que se ve en la Figura 35.



Figura 35. Viga carril diseñada.

5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS COLUMNAS

5.1. DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS

Para este apartado se tendrán en cuenta las siguientes dimensiones de la Figura 36:

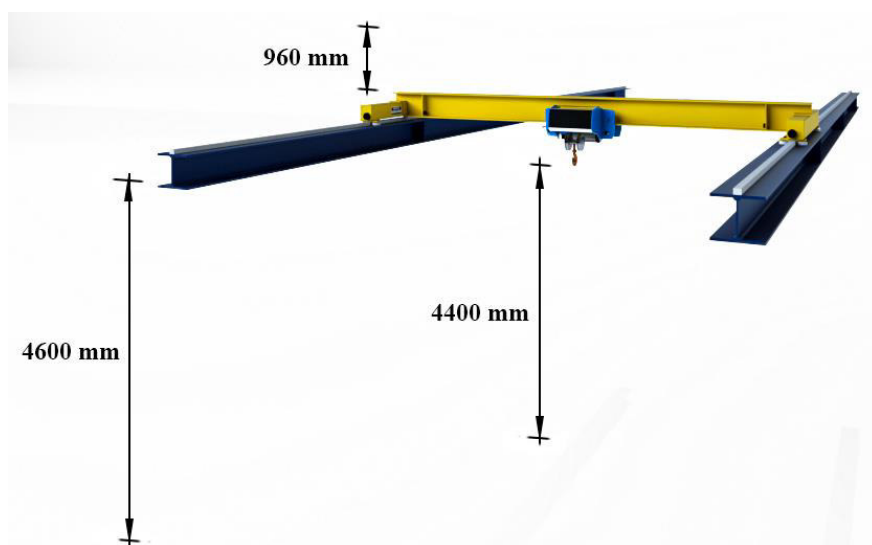


Figura 36. Cotas de alturas del puente grúa.

Se establece una cota de en torno a los 1000 mm desde la parte superior de la viga puente hasta el techo de la nave para facilitar cualquier tarea de mantenimiento o reparación que se tenga que realizar. Es por ello por lo que finalmente se opta por una altura de columna de 4600 mm.

5.2. CARGAS

Las cargas que deberán de soportar estos postes serán los esfuerzos de los apoyos de la viga carril obtenidos en el apartado anterior, ver Tabla 35.

5.2.1. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Este estado estará definido por las combinaciones de carga que generen los mayores esfuerzos en los apoyos de la viga carril más el propio peso de los postes. Tales combinaciones se muestran en la Tabla 35.

Tabla 35. Esfuerzos sobre los postes.

BARRA	COMB.	POSICIÓN RUEDA (m)	DESCRIPCIÓN COMBINACIÓN	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
1	CO1	0	Peso propio + Carga permanente adicional	0.00	0.00	3.92

Tabla 36. Esfuerzos sobre los postes.

BARRA	COMB.	POSICIÓN RUEDA (m)	DESCRIPCIÓN COMBINACIÓN	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
1	CO2	2.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	3.09	-0.42	75.93
	CO5	2.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	2.94	70.08
	CO65	5.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	0.31	22.03
	CO70	5.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	0.18	18.95
	CO87	6.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	3.09	-0.19	9.14
	CO125	8.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.43	-0.96
	CO147	9.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	3.09	0.01	-2.91
	CO150	9.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.34	-2.35
	CO155	9.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.31	-2.24
	CO162	10.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	3.09	0.04	-2.25
	CO167	10.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	3.09	0.04	-1.85
	CO190	11.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.05	0.56
	CO207	12.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	3.09	0.05	2.45
	CO235	13.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	0.07	4.33
	CO257	15.160	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	3.09	0.00	4.88
	CO312	17.770	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	3.09	-0.02	3.57
	CO315	17.770	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.09	3.61
BARRA	COMB.	POSICIÓN RUEDA (m)	DESCRIPCIÓN COMBINACIÓN	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
2	CO1	0	Peso propio + Carga permanente adicional	0.00	0.00	11.66
	CO2	2.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	0.52	49.16
	CO5	2.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	3.78	45.87
	CO65	5.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	5.97	96.30
	CO70	5.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	5.97	98.40

Tabla 37. Esfuerzos sobre los postes.

BARRA	COMB.	POSICIÓN RUEDA (m)	DESCRIPCIÓN COMBINACIÓN	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
2	CO87	6.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	-0.01	110.10
	CO125	8.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	3.99	90.23
	CO147	9.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	-0.42	76.08
	CO150	9.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	2.47	70.85
	CO155	9.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	2.16	66.41
	CO162	10.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	-0.44	61.26
	CO167	10.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	-0.44	56.23
	CO190	11.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	0.33	34.84
	CO207	12.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	-0.29	20.98
	CO235	13.910	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.45	8.99
	CO257	15.160	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	0.02	5.55
	CO312	17.770	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	0.11	13.90
	CO315	17.770	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	0.51	13.68
BARRA	COMB.	POSICIÓN RUEDA (m)	DESCRIPCIÓN COMBINACIÓN	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
3	CO1	0	Peso propio + Carga permanente adicional	0.00	0.00	7.87
	CO2	2.410	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	-0.13	-1.47
	CO5	2.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.95	-0.66
	CO65	5.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.37	-3.80
	CO70	5.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	-0.19	-2.51
	CO87	6.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	0.27	6.30
	CO125	8.410	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	3.14	34.00
	CO147	9.660	γG (PesoPropio + $\phi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\phi 2, \phi 3) \cdot Q_h$ + $\phi 5 \cdot H_t$ + $\phi 5 H_l$)	0.00	0.48	63.92
	CO150	9.660	γG (PesoPropio + $\phi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\phi 4 \cdot Q_h$ + H_s + S)	0.00	4.72	59.11

Tabla 38. Esfuerzos sobre los postes.

BARRA	COMB.	POSICIÓN RUEDA (m)	DESCRIPCIÓN COMBINACIÓN	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
3	CO155	9.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	4.98	64.02
	CO162	10.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	0.43	79.41
	CO167	10.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	0.40	84.09
	CO190	11.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	5.96	91.35
	CO207	12.660	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	0.02	104.75
	CO235	13.910	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	4.10	89.15
	CO257	15.160	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	-0.55	71.02
	CO312	17.770	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	-0.72	-9.73
	CO315	17.770	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	-3.32	-8.03
BARRA	COMB.	POSICIÓN RUEDA (m)	DESCRIPCIÓN COMBINACIÓN	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
4	CO1	0	Peso propio + Carga permanente adicional	0.00	0.00	6.64
	CO2	2.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	0.03	8.89
	CO5	2.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	0.24	8.69
	CO65	5.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	0.10	9.45
	CO70	5.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	0.05	9.14
	CO87	6.660	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	-0.07	6.96
	CO125	8.410	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	-0.69	0.70
	CO147	9.660	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	-0.07	-4.59
	CO150	9.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	-0.84	-3.64
	CO155	9.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	-0.83	-4.21
	CO162	10.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	-0.03	-5.92
	CO167	10.410	γG (PesoPropio + $\varphi 1 \cdot H_c$) + γQ ($\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h$ + $\varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_I$)	0.00	-0.01	-5.97
	CO190	11.660	γG (PesoPropio + $\varphi 4 \cdot Q_c$) + γQ ($\varphi 4 \cdot Q_h$ + $H_s + S$)	0.00	-0.23	-2.77

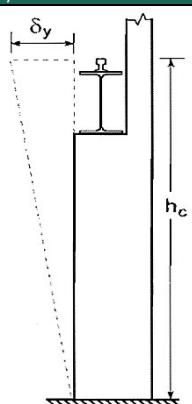
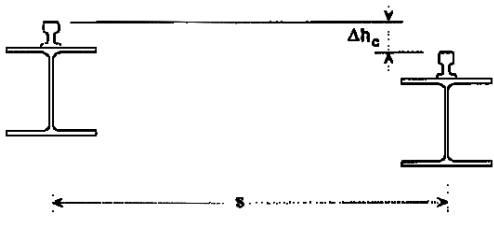
Tabla 39. Esfuerzos sobre los postes.

BARRA	COMB.	POSICIÓN RUEDA (m)	DESCRIPCIÓN COMBINACIÓN	Px (kN)	Py (kN)	Pz (kN)
4	CO207	12.660	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 1 \cdot H_c) + \gamma Q (\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$	0.00	0.22	4.32
	CO235	13.910	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + H_s + S)$	0.00	2.28	21.51
	CO257	15.160	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 1 \cdot H_c) + \gamma Q (\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$	0.00	0.54	51.05
	CO312	17.770	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 1 \cdot H_c) + \gamma Q (\max(\varphi 2, \varphi 3) \cdot Q_h + \varphi 5 \cdot H_t + \varphi 5 H_l)$	0.00	0.63	124.76
	CO315	17.770	$\gamma G (\text{PesoPropio} + \varphi 4 \cdot Q_c) + \gamma Q (\varphi 4 \cdot Q_h + H_s + S)$	0.00	4.22	114.71

5.2.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para este estado se establecerán los requisitos de deformación de la norma EN 1991-3:2007 que incluye la Tabla 40.

Tabla 40. Condiciones ELS.

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL, δ_y	
$\delta_y \leq h_c / 400$ <p>Para este diseño h_c es 5100 mm por lo que:</p> $\delta_y \leq h_c / 400 = 5100 / 400 = 12,7 \text{ mm}$	
DEFORMACIÓN VERTICAL, Δh_c	
$\Delta h_c \leq S / 600$ <p>Para este diseño S es 7200 mm por lo que:</p> $\Delta h_c \leq S / 600 = 7200 / 600 = 12 \text{ mm}$	

5.3. CÁLCULO

Para el cálculo de los esfuerzos a los que estarán sometidos los postes, se usará el software Robot Structural Analysis de Autodesk. Se trata de un software que trabaja con elementos finitos y es usado para el cálculo estructural permitiendo la verificación y la optimización de las estructuras.

5.3.1. DATOS DE ENTRADA

5.3.1.1. GEOMETRÍA

Como se puede ver en la Figura 37, la estructura estará formada por un total de 5 barras: 4 de ellas serán las columnas y la otra constituirá la viga carril.

Para las columnas se supone un perfil HEB 180, para comenzar el cálculo, y para la viga un HEA 450.

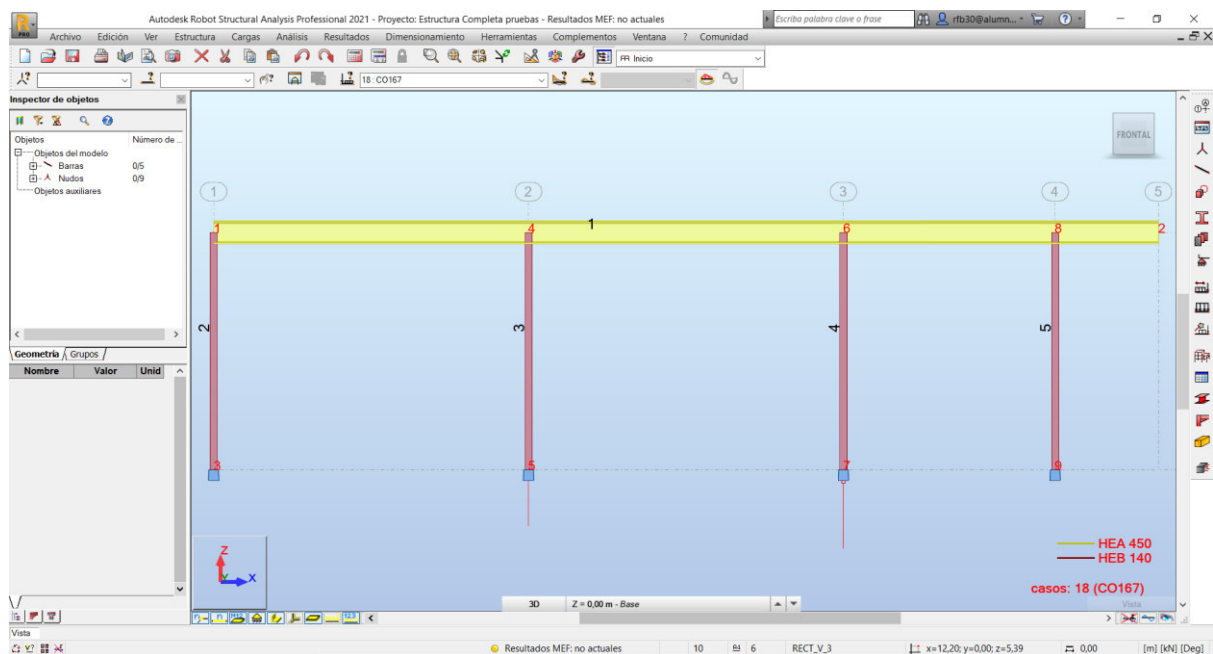


Figura 37. Geometría de la estructura. Fuente: software Robot Structural Analysis.

5.3.1.2. APOYOS

Los apoyos de las columnas serán empotramientos ya que transmitirán las cargas hasta el suelo donde los postes estarán empotrados.

5.3.1.3. CARGAS

Las cargas que se añaden son los esfuerzos de los apoyos de la viga carril obtenidos en su cálculo. Estas cargas se insertarán en los nudos comunes de las columnas y las vigas, ver en la figura.

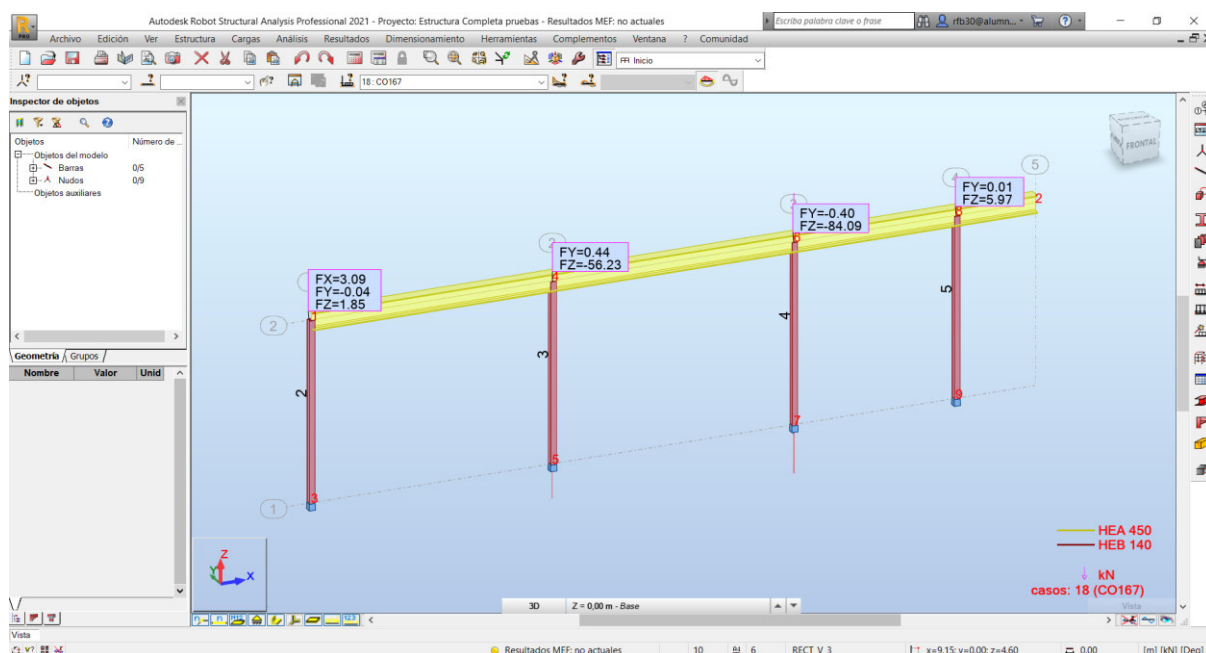


Figura 38. Cargas introducidas. Fuente: software Robot Structural Analysis.

5.3.1.4. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones estarán formadas por los esfuerzos de los apoyos de cada caso de carga tenidos en cuenta en el cálculo de la viga carril más el peso propio de las columnas. En las cargas que se insertan en cada nudo ya se contabiliza el peso de la viga carril por lo que no se tendrá en cuenta en la combinación.

Las combinaciones se pueden ver en la Tabla 35 del apartado 5.2.1.

5.3.2. RESULTADOS

5.3.2.1. PRIMERA ITERACIÓN

A continuación se muestra el informe de resultados de los estados límite de las columnas:

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures. \[10\]](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

BARRA: Poste 1

PUNTOS: 3

COORDENADA: $x = 1.00$ $L = 4.60$ m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 27 COMB5 8*1.35+10*1.00

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

**PARÁMETROS DE LA SECCION: HEB 180**

$h=18.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0 \text{ cm}$	$A_y=54.88 \text{ cm}^2$	$A_z=20.24 \text{ cm}^2$	$A_x=65.25 \text{ cm}^2$
$t_w=0.9 \text{ cm}$	$I_y=3831.13 \text{ cm}^4$	$I_z=1362.85 \text{ cm}^4$	$I_x=45.10 \text{ cm}^4$
$t_f=1.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=481.47 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=231.02 \text{ cm}^3$	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ÚLTIMAS:

$N_{Ed} = 73.32 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 7.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1794.41 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 7.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 871.18 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1430.77 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 132.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 63.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 1.68 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 132.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 63.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 321.34 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARÁMETROS DE ALABEO:****PARÁMETROS DE PANDEO:**

respecto al eje y:

$L_y = 4.60 \text{ m}$	$\lambda_{m_y} = 0.35$
$L_{cr,y} = 2.30 \text{ m}$	$X_y = 0.95$
$\lambda_{my} = 30.02$	$k_{yy} = 0.79$



respecto al eje z:

$L_z = 4.60 \text{ m}$	$\lambda_{m_z} = 0.58$
$L_{cr,z} = 2.30 \text{ m}$	$X_z = 0.80$
$\lambda_{mz} = 50.33$	$k_{yz} = 0.58$

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_y, Ed/MN, y, Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_z, Ed/MN, z, Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_y, Ed/MN, y, Rd)^2 + (M_z, Ed/MN, z, Rd)^2 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y, Ed/V_y, T, Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z, Ed/V_z, T, Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy}, Ed/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz}, Ed/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_y = 30.02 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_z = 50.33 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N, Ed/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_y, Ed, max/(X_{LT} \cdot M_y, Rk/gM_1) + k_{yz} \cdot M_z, Ed, max/(M_z, Rk/gM_1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_y, Ed, max/(X_{LT} \cdot M_y, Rk/gM_1) + k_{zz} \cdot M_z, Ed, max/(M_z, Rk/gM_1) = 0.08 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 3 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 2 COMB LS 5 (8+10)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 3 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$v_y = 0.7 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 2 COMB LS 5 (8+10)*1.00

Perfil correcto !!!

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures. \[10\]](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

GRUPO:**BARRA:** Poste 2**PUNTOS:** 3**COORDENADA:** $x = 1.00$ $L = 4.60$ m--**CARGAS:***Caso de carga más desfavorable:* 29 COMB75 8*1.35+12*1.00**MATERIAL:**S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa**PARÁMETROS DE LA SECCIÓN: HEB 180**

$h=18.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0$ cm	$A_y=54.88$ cm ²	$A_z=20.24$ cm ²	$A_x=65.25$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=3831.13$ cm ⁴	$I_z=1362.85$ cm ⁴	$I_x=45.10$ cm ⁴
$t_f=1.4$ cm	$W_{ply}=481.47$ cm ³	$W_{plz}=231.02$ cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ÚLTIMAS:

$N_{Ed} = 101.20$ kN	$M_{y,Ed} = 6.35$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.04$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.02$ kN
$N_{c,Rd} = 1794.41$ kN	$M_{y,Ed,max} = 6.35$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 0.07$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 871.34$ kN
$N_{b,Rd} = 1430.77$ kN	$M_{y,c,Rd} = 132.40$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 63.53$ kN*m	$V_{z,Ed} = 1.39$ kN
	$MN_{y,Rd} = 132.40$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 63.53$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 321.37$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARÁMETROS DE ALABEO:****PARÁMETROS DE PANDEO:**

respecto al eje y:

$L_y = 4.60$ m	$\lambda_{m,y} = 0.35$
$L_{cr,y} = 2.30$ m	$X_y = 0.95$
$\lambda_{m,y} = 30.02$	$k_{yy} = 0.79$



respecto al eje z:

$L_z = 4.60$ m	$\lambda_{m,z} = 0.58$
$L_{cr,z} = 2.30$ m	$X_z = 0.80$
$\lambda_{m,z} = 50.33$	$k_{yz} = 0.43$

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{y} = 30.02 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 50.33 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES**Flechas (COORDENADAS LOCALES):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 3 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 2 COMB LS 5 (8+10)*1.00

**Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):**

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_{x,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 3 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$v_y = 0.4 \text{ cm} < v_{y,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 2 COMB LS 5 (8+10)*1.00

Perfil correcto !!!

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

GRUPO:**BARRA:** Poste 3**PUNTOS:** 3**COORDENADA:** $x = 1.00$ $L = 4.60$ m**CARGAS:***Caso de carga más desfavorable:* 37 COMB195 $8 \cdot 1.35 + 20 \cdot 1.00$ **MATERIAL:**S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa**PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 180**

$h=18.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0$ cm	$A_y=54.88$ cm ²	$A_z=20.24$ cm ²	$A_x=65.25$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=3831.13$ cm ⁴	$I_z=1362.85$ cm ⁴	$I_x=45.10$ cm ⁴
$t_f=1.4$ cm	$W_{ply}=481.47$ cm ³	$W_{plz}=231.02$ cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

$N_{Ed} = 94.48$ kN	$M_{y,Ed} = 5.63$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.00$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.01$ kN
$N_{c,Rd} = 1794.41$ kN	$M_{y,Ed,max} = 5.63$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 0.03$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 871.31$ kN
$N_{b,Rd} = 1430.77$ kN	$M_{y,c,Rd} = 132.40$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 63.53$ kN*m	$V_{z,Ed} = 1.23$ kN
	$MN_{y,Rd} = 132.40$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 63.53$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 321.37$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARAMETROS DE ALABEO:****PARAMETROS DE PANDEO:**

respecto al eje y:

$L_y = 4.60$ m	$\lambda_{m,y} = 0.35$
$L_{cr,y} = 2.30$ m	$X_y = 0.95$
$\lambda_{m,y} = 30.02$	$k_{yy} = 0.79$



respecto al eje z:

$L_z = 4.60$ m	$\lambda_{m,z} = 0.58$
$L_{cr,z} = 2.30$ m	$X_z = 0.80$
$\lambda_{m,z} = 50.33$	$k_{yz} = 0.55$

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{y} = 30.02 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 50.33 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.08 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES**Flechas (COORDENADAS LOCALES):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 3 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 25 COMB LS 315 8*1.35+24*1.00

**Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):**

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_{x,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 3 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_{y,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 25 COMB LS 315 8*1.35+24*1.00

Perfil correcto !!!

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures. \[10\]](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

BARRA: Poste 4**PUNTOS:** 3**COORDENADA:** $x = 1.00$ $L = 4.60$ m**CARGAS:***Caso de carga más desfavorable:* 41 COMB315 $8 \cdot 1.35 + 24 \cdot 1.00$ **MATERIAL:**S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa**PARÁMETROS DE LA SECCIÓN: HEB 180**

$h=18.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0$ cm	$A_y=54.88$ cm ²	$A_z=20.24$ cm ²	$A_x=65.25$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=3831.13$ cm ⁴	$I_z=1362.85$ cm ⁴	$I_x=45.10$ cm ⁴
$t_f=1.4$ cm	$W_{ply}=481.47$ cm ³	$W_{plz}=231.02$ cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ÚLTIMAS:

$N_{Ed} = 116.60$ kN	$M_{y,Ed} = 11.86$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.07$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.06$ kN
$N_{c,Rd} = 1794.41$ kN	$M_{y,Ed,max} = 11.86$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -0.22$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 870.31$ kN		
$N_{b,Rd} = 1430.77$ kN	$M_{y,c,Rd} = 132.40$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 63.53$ kN*m	$V_{z,Ed} = 2.60$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 132.40$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 63.53$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 321.14$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.02$ kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARÁMETROS DE ALABEO:****PARÁMETROS DE PANDEO:**

respecto al eje y:

$L_y = 4.60$ m	$\lambda_{m,y} = 0.35$
$L_{cr,y} = 2.30$ m	$X_y = 0.95$
$\lambda_{m,y} = 30.02$	$k_{yy} = 0.78$



respecto al eje z:

$L_z = 4.60$ m	$\lambda_{m,z} = 0.58$
$L_{cr,z} = 2.30$ m	$X_z = 0.80$
$\lambda_{m,z} = 50.33$	$k_{yz} = 0.48$

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{y} = 30.02 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 50.33 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES**Flechas (COORDENADAS LOCALES):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 4 COMB LS 207 (8+21)*1.00

$$u_z = 0.2 \text{ cm} > u_{z,max} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm} \quad \text{No verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 25 COMB LS 315 8*1.35+24*1.00

**Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):**

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_{x,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 3 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$v_y = 1.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 25 COMB LS 315 8*1.35+24*1.00

Perfil incorrecto !!!

5.3.2.2. TERCERA ITERACIÓN

A raíz de los últimos resultados, se opta por aumentar el perfil del “Poste 4” a un HEB 200. A continuación, se muestran los resultados de este último poste modificado:

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DE ANÁLISIS: *Verificación de las barras*

GRUPO:

BARRA: Poste 4

PUNTOS: 3

COORDENADA: $x = 1.00$ $L = 4.60$ m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 41 COMB315 8*1.35+24*1.00

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARÁMETROS DE LA SECCIÓN: HEB 200

$h=20.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.0$ cm	$A_y=66.02$ cm ²	$A_z=24.83$ cm ²	$A_x=78.08$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=5696.18$ cm ⁴	$I_z=2003.37$ cm ⁴	$I_x=61.40$ cm ⁴
$t_f=1.5$ cm	$W_{ply}=642.58$ cm ³	$W_{plz}=305.82$ cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ÚLTIMAS:

$N_{Ed} = 117.36$ kN	$M_{y,Ed} = 12.91$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.07$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.07$ kN
$N_{c,Rd} = 2147.23$ kN	$M_{y,Ed,max} = 12.91$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -0.26$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 1047.15$ kN		
$N_{b,Rd} = 1782.26$ kN	$M_{y,c,Rd} = 176.71$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 84.10$ kN*m	$V_{z,Ed} = 2.83$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 176.71$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 84.10$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 394.01$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.02$ kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARÁMETROS DE ALABEO:****PARÁMETROS DE PANDEO:**

respecto al eje y:

$$L_y = 4.60 \text{ m}$$

$$\lambda_{m_y} = 0.31$$

$$L_{cr,y} = 2.30 \text{ m}$$

$$X_y = 0.96$$

$$\lambda_{m_y} = 26.93$$

$$k_{yy} = 0.78$$



respecto al eje z:

$$L_z = 4.60 \text{ m}$$

$$\lambda_{m_z} = 0.52$$

$$L_{cr,z} = 2.30 \text{ m}$$

$$X_z = 0.83$$

$$\lambda_{m_z} = 45.41$$

$$k_{yz} = 0.49$$

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{xy}/(\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{xz}/(\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{m_y} = 26.93 < \lambda_{m_{max}} = 210.00 \quad \lambda_{m_z} = 45.41 < \lambda_{m_{max}} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES**Flechas (COORDENADAS LOCALES):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 4 COMB LS 207 (8+21)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm}$$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 25 COMB LS 315 8*1.35+24*1.00**Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):**

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_{x,max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 3 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$v_y = 0.8 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 25 COMB LS 315 8*1.35+24*1.00

Perfil correcto !!!

5.3.2.3. COMPORBACIÓN

Para comprobar que el software fue configurado correctamente, se procede a verificar el desplazamiento en “y” del “poste 4” con una sección HEB 200. Para ello se aísla al poste y se le somete a una carga puntual igual a 4,22 kN en su punto más elevado, simulando una viga empotrada en un extremo y en voladizo en el otro. De esta manera, su desplazamiento máximo será:

$$y_{\text{máx}} = \frac{-P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I_x} \quad (33)$$

Siendo:

P: carga puntual en el extremo del voladizo en el caso más desfavorable, ver Tabla 37: 422 kg.

L: longitud de la viga: 460 cm.

E: módulo de elasticidad: $2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

I_x : inercia de la sección en el eje x: 5696 cm^4

La carga puntual será la transmitida por rueda que se encuentre en el extremo del voladizo, en el caso más desfavorable, ver Figura 32. Al no tener en cuenta el peso propio de la viga, la deformación resultante será algo menor que la generada por el programa: $P=6300 \text{ kg}$.

$$y_{\text{máx}} = \frac{-422 \text{ kg} \cdot (460 \text{ cm})^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 5696 \text{ cm}^4} = -1,14 \text{ cm}$$

El desplazamiento es menor al admisible, lo que quiere decir que el perfil cumple y que el cálculo fue correcto.

5.3.2.4. CONCLUSIONES

Aunque en los ELU los perfiles cumplían siempre, en el ELS no, porque los postes se deformaban más de lo permitido por la norma. Es por ello por lo que se aumenta la sección de los postes hasta llegar a la siguiente configuración de barras, ver Figura 39.

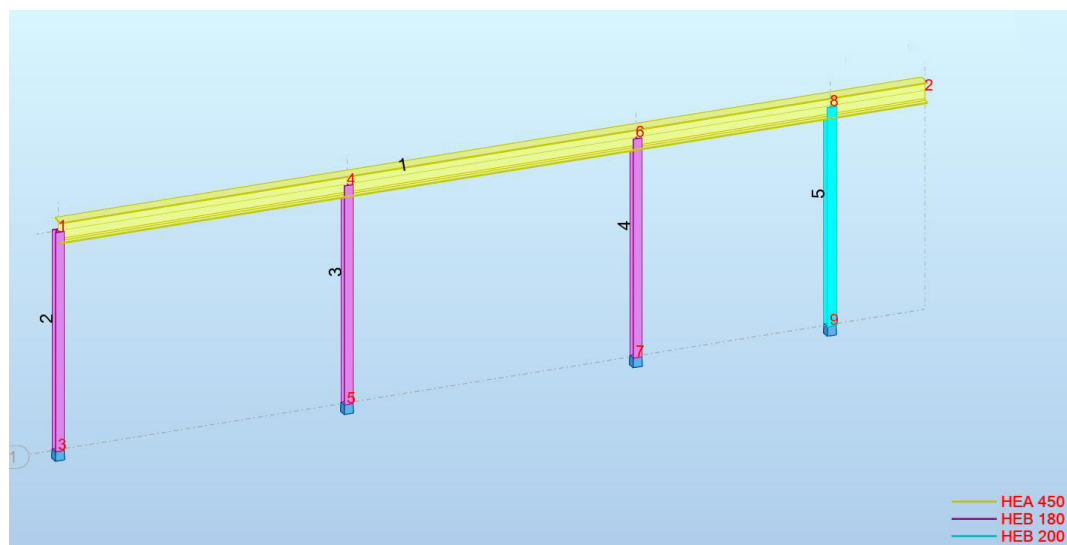


Figura 39. Configuración de barras. Fuente: software Robot Structural Analysis.

Esta configuración es válida para el servicio al que va a estar sometida la estructura pero aún así, se decide probar con otra configuración que permita aligerar la estructura.

En esta nueva alternativa se opta por sustituir todas las columnas por postes empesillados formados por 2 perfiles UPE 140 cuyas almas estarán separadas 300 mm, ver Figura 40.

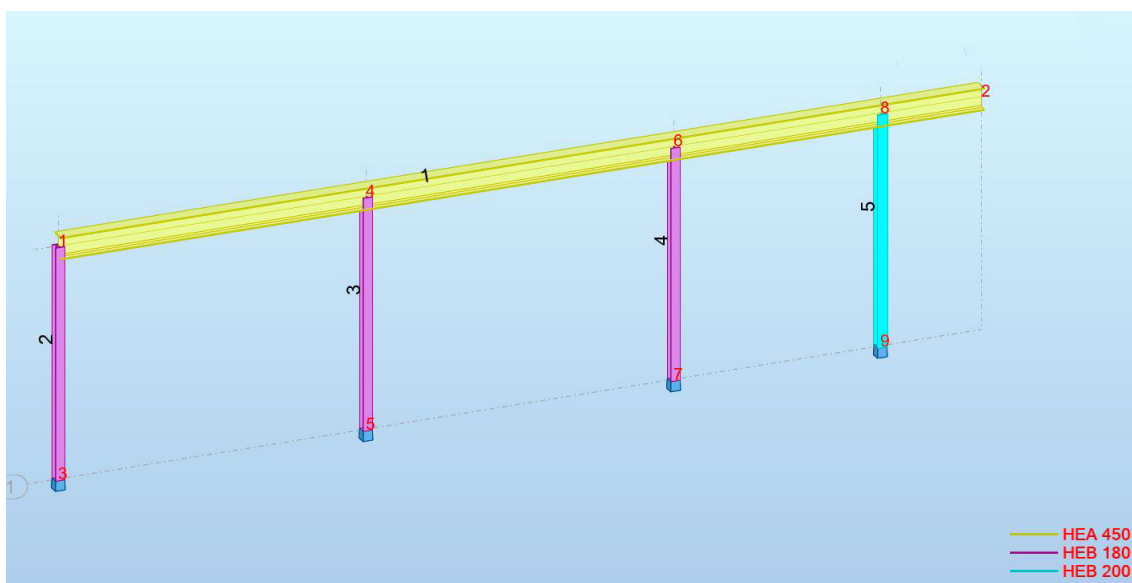


Figura 40. Configuración con perfiles compuestos. Fuente: software Robot Structural Analysis.

A continuación, se muestran los resultados de esta alternativa:

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures. \[10\]](#)

TIPO DE ANÁLISIS: Verificación de las barras**GRUPO:****BARRA:** Postes empresillados 1 **PUNTOS:** 3**COORDENADA:** $x = 1.00$ $L = 4.60$ m**CARGAS:***Caso de carga más desfavorable:* 27 COMB5 $8 \cdot 1.35 + 10 \cdot 1.00$ **MATERIAL:**S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa**PARÁMETROS DE LA SECCIÓN: 2 UPE 140**

$h=14.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=23.40$ cm ²	$A_z=14.00$ cm ²	$A_x=36.80$ cm ²
$t_w=0.5$ cm	$I_y=1198.00$ cm ⁴	$I_z=6215.01$ cm ⁴	$I_x=8.10$ cm ⁴
$t_f=0.9$ cm	$W_{ply}=197.60$ cm ³	$W_{plz}=472.14$ cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ÚLTIMAS:

$N_{Ed} = 72.04$ kN	$M_{y,Ed} = -0.00$ kN*m	$M_{z,Ed} = 7.66$ kN*m	$V_{y,Ed} = -1.67$ kN
$N_{c,Rd} = 1012.00$ kN	$M_{y,Ed,max} = -0.01$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 7.66$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 371.52$ kN		
$N_{b,Rd} = 873.08$ kN	$M_{y,c,Rd} = 54.34$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 129.84$ kN*m	$V_{z,Ed} = 0.00$ kN
$N_{ch,Ed} = 66.89$ kN	$M_{y,ch1,Ed} = 0.00$ kN*m	$M_{z,ch1,Ed} = 0.00$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 222.28$ kN
	$M_{y,ch2,Ed} = 0.00$ kN*m	$M_{z,ch2,Ed} = 2.13$ kN*m	$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m
$N_{ch,b,Rd} = 446.77$ kN	$M_{y,ch,Rd} = 27.17$ kN*m	$M_{z,ch,Rd} = 9.28$ kN*m	

CLASE DE LA SECCION = 1

**PARÁMETROS DE ALABEO:****PARÁMETROS DE PANDEO:**

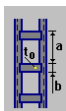
respecto al eje y:



respecto al eje z:

 $L_y = 4.60$ m $\lambda_{m_y} = 0.46$ $L_z = 4.60$ m $\lambda_{m_z} = 0.20$

Lcr,y = 2.30 m	Xy = 0.86	Lcr,z = 2.30 m	Xz = 1.00
Lamy = 40.31	kzy = 0.52	Lamz = 17.70	kzz = 0.78
kzy1 = 0.53	kzy2 = 0.41	kzz1 = 0.93	kzz2 = 0.71

**Parámetros de un cordón de la barra simple:**

a=0.77 m	i1=2.1 cm	Lambda ch=37.07
Sv_xy=5127.52 kN	Ncr_xy=24350.34 kN	
MEd xy=8.13 kN*m	VEd xy=11.10 kN	

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\Lambda_{y} = 40.31 < \Lambda_{max} = 210.00 \quad \Lambda_{z} = 17.70 < \Lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,b,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,y,b,Rd} + k_{yy1} \cdot M_{y,ch1,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{yz1} \cdot M_{z,ch1,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,z,b,Rd} + k_{zy1} \cdot M_{y,ch1,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{zz1} \cdot M_{z,ch1,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,y,b,Rd} + k_{yy2} \cdot M_{y,ch2,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{yz2} \cdot M_{z,ch2,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.25 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,z,b,Rd} + k_{zy2} \cdot M_{y,ch2,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{zz2} \cdot M_{z,ch2,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES**Flechas (COORDENADAS LOCALES):**

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 42 COMB ELS 5 (8+10)*1.00

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 43 COMB LS 87 (8+13)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 43 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$v_y = 0.4 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$ Verificado

Caso de carga más desfavorable: 42 COMB ELS 5 (8+10)*1.00

Perfil correcto !!!

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.\[10\]](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

GRUPO:

BARRA: Postes empresillados 2 **PUNTOS:** 3

COORDENADA: $x = 1.00 \text{ L} = 4.60 \text{ m}$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 29 COMB75 8*1.35+12*1.00

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARÁMETROS DE LA SECCIÓN: 2 UPE 140

$h=14.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=23.40 \text{ cm}^2$	$A_z=14.00 \text{ cm}^2$	$A_x=36.80 \text{ cm}^2$
$t_w=0.5 \text{ cm}$	$I_y=1198.00 \text{ cm}^4$	$I_z=6215.01 \text{ cm}^4$	$I_x=8.10 \text{ cm}^4$
$t_f=0.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=197.60 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=472.14 \text{ cm}^3$	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ÚLTIMAS:

$N_{Ed} = 98.45 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 7.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -1.56 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1012.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -0.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 7.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
	$V_{y,T,Rd} = 371.52 \text{ kN}$		

$N_{b,Rd} = 873.08 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 54.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 129.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 0.03 \text{ kN}$
$N_{ch,Ed} = 78.72 \text{ kN}$	$M_{y,ch1,Ed} = 0.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,ch1,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 222.28 \text{ kN}$
	$M_{y,ch2,Ed} = 0.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,ch2,Ed} = 2.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{ch,b,Rd} = 446.77 \text{ kN}$	$M_{y,ch,Rd} = 27.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,ch,Rd} = 9.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	

CLASE DE LA SECCION = 1



PARÁMETROS DE ALABEO:

PARÁMETROS DE PANDEO:



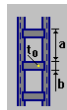
respecto al eje y:

$L_y = 4.60 \text{ m}$	$\lambda_{my} = 0.46$
$L_{cr,y} = 2.30 \text{ m}$	$X_y = 0.86$
$\lambda_{my} = 40.31$	$k_{zy} = 0.39$
$k_{zy1} = 0.53$	$k_{zy2} = 0.41$



respecto al eje z:

$L_z = 4.60 \text{ m}$	$\lambda_{mz} = 0.20$
$L_{cr,z} = 2.30 \text{ m}$	$X_z = 1.00$
$\lambda_{mz} = 17.70$	$k_{zz} = 0.78$
$k_{zz1} = 0.91$	$k_{zz2} = 0.70$



Parámetros de un cordón de la barra simple:

$a = 0.77 \text{ m}$	$i_1 = 2.1 \text{ cm}$	$\lambda_{ch} = 37.07$
$S_{v,xy} = 5127.52 \text{ kN}$	$N_{cr,xy} = 24350.34 \text{ kN}$	
$M_{Ed,xy} = 7.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{Ed,xy} = 10.61 \text{ kN}$	

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:

Control de la resistencia de la sección:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^1 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{my} = 40.31 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 17.70 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,b,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,y,b,Rd} + k_{yy1} \cdot M_{y,ch1,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{yz1} \cdot M_{z,ch1,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,z,b,Rd} + k_{zy1} \cdot M_{y,ch1,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{zz1} \cdot M_{z,ch1,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,y,b,Rd} + k_{yy2} \cdot M_{y,ch2,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{yz2} \cdot M_{z,ch2,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,z,b,Rd} + k_{zy2} \cdot M_{y,ch2,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{zz2} \cdot M_{z,ch2,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES



Flechas (COORDENADAS LOCALES):

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 42 COMB ELS 5 (8+10)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 43 COMB LS 87 (8+13)*1.00



Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 43 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

Caso de carga más desfavorable: 42 COMB ELS 5 (8+10)*1.00

Perfil correcto !!!

NORMA: [UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures. \[10\]](#)

TIPO DE ANÁLISIS: [Verificación de las barras](#)

GRUPO:

BARRA: Postes empresillados 3 **PUNTOS:** 3

COORDENADA: x = 1.00 L = 4.60 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 37 COMB195 8*1.35+20*1.00

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARÁMETROS DE LA SECCIÓN: 2 UPE 140

$h=14.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=23.40 \text{ cm}^2$	$A_z=14.00 \text{ cm}^2$	$A_x=36.80 \text{ cm}^2$
$t_w=0.5 \text{ cm}$	$I_y=1198.00 \text{ cm}^4$	$I_z=6215.01 \text{ cm}^4$	$I_x=8.10 \text{ cm}^4$
$t_f=0.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=197.60 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=472.14 \text{ cm}^3$	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ÚLTIMAS:

$N_{Ed} = 91.51 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 6.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -1.35 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1012.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -0.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = 6.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 371.52 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 873.08 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 54.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 129.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 0.01 \text{ kN}$
$N_{ch,Ed} = 71.36 \text{ kN}$	$M_{y,ch1,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,ch1,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 222.28 \text{ kN}$
	$M_{y,ch2,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,ch2,Ed} = 1.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
$N_{ch,b,Rd} = 446.77 \text{ kN}$	$M_{y,ch,Rd} = 27.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,ch,Rd} = 9.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	

CLASE DE LA SECCION = 1



PARÁMETROS DE ALABEO:

PARÁMETROS DE PANDEO:

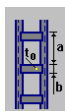


respecto al eje y:



respecto al eje z:

$L_y = 4.60 \text{ m}$	$\lambda_{m_y} = 0.46$	$L_z = 4.60 \text{ m}$	$\lambda_{m_z} = 0.20$
$L_{cr,y} = 2.30 \text{ m}$	$X_y = 0.86$	$L_{cr,z} = 2.30 \text{ m}$	$X_z = 1.00$
$\lambda_{m_y} = 40.31$	$k_{zy} = 0.49$	$\lambda_{m_z} = 17.70$	$k_{zz} = 0.78$
$k_{zy1} = 0.53$	$k_{zy2} = 0.41$	$k_{zz1} = 0.92$	$k_{zz2} = 0.71$



Parámetros de un cordón de la barra simple:

$a=0.77 \text{ m}$	$i_1=2.1 \text{ cm}$	$\lambda_{ch}=37.07$
$S_{v_{xy}}=5127.52 \text{ kN}$	$N_{cr_{xy}}=24350.34 \text{ kN}$	
$M_{Ed_{xy}}=6.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{Ed_{xy}}=9.21 \text{ kN}$	

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\lambda_{y} = 40.31 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 17.70 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,b,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,y,b,Rd} + k_{yy1} \cdot M_{y,ch1,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{yz1} \cdot M_{z,ch1,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,z,b,Rd} + k_{zy1} \cdot M_{y,ch1,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{zz1} \cdot M_{z,ch1,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,y,b,Rd} + k_{yy2} \cdot M_{y,ch2,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{yz2} \cdot M_{z,ch2,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,z,b,Rd} + k_{zy2} \cdot M_{y,ch2,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{zz2} \cdot M_{z,ch2,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES**Flechas (COORDENADAS LOCALES):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 45 \text{ COMB LS 315 } (8+24) \cdot 1.00$$

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 43 \text{ COMB LS 87 } (8+13) \cdot 1.00$$

**Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):**

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 43 \text{ COMB LS 87 } (8+13) \cdot 1.00$$

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm} \quad \text{Verificado}$$

$$\text{Caso de carga más desfavorable: } 45 \text{ COMB LS 315 } (8+24) \cdot 1.00$$

Perfil correcto !!!

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures. [10]*

TIPO DE ANÁLISIS: *Verificación de las barras*

GRUPO:

BARRA: Postes empresillados 4 **PUNTOS:** 3

COORDENADA: $x = 1.00$ $L = 4.60$ m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 41 COMB315 8*1.35+24*1.00

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARÁMETROS DE LA SECCIÓN: 2 UPE 140

$h=14.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=23.40$ cm ²	$A_z=14.00$ cm ²	$A_x=36.80$ cm ²
$t_w=0.5$ cm	$I_y=1198.00$ cm ⁴	$I_z=6215.01$ cm ⁴	$I_x=8.10$ cm ⁴
$t_f=0.9$ cm	$W_{ply}=197.60$ cm ³	$W_{plz}=472.14$ cm ³	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ÚLTIMAS:

$N_{,Ed} = 114.38$ kN	$M_{y,Ed} = -0.11$ kN*m	$M_{z,Ed} = 12.71$ kN*m	$V_{y,Ed} = -2.78$ kN
$N_{c,Rd} = 1012.00$ kN	$M_{y,Ed,max} = 0.34$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 12.71$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 371.52$ kN
$N_{b,Rd} = 873.08$ kN	$M_{y,c,Rd} = 54.34$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 129.84$ kN*m	$V_{z,Ed} = -0.10$ kN
$N_{ch,Ed} = 108.87$ kN	$M_{y,ch1,Ed} = 0.05$ kN*m	$M_{z,ch1,Ed} = 0.00$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 222.28$ kN
	$M_{y,ch2,Ed} = 0.05$ kN*m	$M_{z,ch2,Ed} = 3.56$ kN*m	$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m
$N_{ch,b,Rd} = 446.77$ kN	$M_{y,ch,Rd} = 27.17$ kN*m	$M_{z,ch,Rd} = 9.28$ kN*m	

CLASE DE LA SECCION = 1



PARÁMETROS DE ALABEO:

PARÁMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:



respecto al eje z:

$$L_y = 4.60 \text{ m} \quad \text{Lam}_y = 0.46$$

$$L_z = 4.60 \text{ m} \quad \text{Lam}_z = 0.20$$

$$L_{cr,y} = 2.30 \text{ m} \quad X_y = 0.86$$

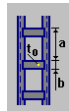
$$L_{cr,z} = 2.30 \text{ m} \quad X_z = 1.00$$

$$\text{Lam}_y = 40.31 \quad k_{zy} = 0.43$$

$$\text{Lam}_z = 17.70 \quad k_{zz} = 0.77$$

$$k_{zy1} = 0.53 \quad k_{zy2} = 0.41$$

$$k_{zz1} = 0.89 \quad k_{zz2} = 0.67$$

**Parámetros de un cordón de la barra simple:**

$$a = 0.77 \text{ m} \quad i_1 = 2.1 \text{ cm} \quad \text{Lambda}_{ch} = 37.07$$

$$S_{v,xy} = 5127.52 \text{ kN} \quad N_{cr,xy} = 24350.34 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,xy} = 13.61 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad V_{Ed,xy} = 18.58 \text{ kN}$$

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:**Control de la resistencia de la sección:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Control de estabilidad global de la barra:

$$\text{Lambda}_y = 40.31 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 17.70 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{ESTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,b,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,y,b,Rd} + k_{yy1} \cdot M_{y,ch1,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{yz1} \cdot M_{z,ch1,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,z,b,Rd} + k_{zy1} \cdot M_{y,ch1,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{zz1} \cdot M_{z,ch1,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,y,b,Rd} + k_{yy2} \cdot M_{y,ch2,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{yz2} \cdot M_{z,ch2,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{ch,Ed}/N_{ch,z,b,Rd} + k_{zy2} \cdot M_{y,ch2,Ed}/M_{y,ch,Rd} + k_{zz2} \cdot M_{z,ch2,Ed}/M_{z,ch,Rd} = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DESPLAZAMIENTOS LÍMITES

**Flechas (COORDENADAS LOCALES):**

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 45 COMB LS 315 (8+24)*1.00

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/2400.00 = 0.2 \text{ cm}$$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 44 COMB LS 207 (8+21)*1.00

**Desplazamientos (COORDENADAS GLOBALES):**

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 43 COMB LS 87 (8+13)*1.00

$$v_y = 0.7 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/400.00 = 1.2 \text{ cm}$$

Verificado

Caso de carga más desfavorable: 45 COMB LS 315 (8+24)*1.00

Perfil correcto !!!

Como se puede ver en el informe anterior, los postes propuesto cumplen en los dos estados por lo que esta configuración también es válida.

5.4. SOLUCIÓN ADOPTADA

La solución adoptada se trata de 4 postes compuestos por 2 UPE 140 cuyas almas estén separadas 300 mm, ver Figura 41. Se optó por esta solución ya que, aunque la puesta en obra será más costosa que la instalación de unos postes empresillados, se trata de una configuración un 54 % menos pesada y además, esta configuración ofrece la posibilidad de la colocación de cualquier tubo dentro de los postes que el cliente pueda necesitar.



Figura 41. Solución adoptada.

ANEXO III

UNIONES

ÍNDICE DEL ANEXO III. UNIONES.

1.	INTRODUCCIÓN.....	113
2.	CIMENTACIÓN.....	113
2.1.	GEOMETRÍA	114
2.1.1.	PILAR	114
2.1.2.	CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR.....	115
2.1.3.	ANCLAJE	115
2.1.4.	CHAVETA	116
2.1.5.	RIGIDIZADOR.....	116
2.1.6.	COEFICIENTES DE MATERIAL.....	116
2.1.7.	CIMENTACIÓN.....	116
2.1.8.	SOLDADURAS	117
2.2.	CARGAS	117
2.3.	RESULTADOS	117
2.3.1.	ZONA COMPRIMIDA.....	117
2.3.2.	ZONA TRACCIONADA	119
2.3.3.	CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN	122
2.3.4.	CIZALLAMIENTO	122
2.3.5.	DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN	123
2.3.6.	CONTROL DE RIGIDIZADORES	125
2.3.7.	SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE	125
2.3.8.	SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES	126
2.3.9.	SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES.....	126
2.3.10.	RIGIDEZ DE LA UNIÓN	126
2.4.	COMPONENTE MÁS DÉBIL	127
3.	UNIÓN POSTES – VIGA CARRIL.....	128

3.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN	128
3.1.1. CÁLCULO ESTÁTICO	129
3.1.1.1. CARGAS	129
3.1.1.2. PERNO	129
3.1.1.3. MATERIAL.....	130
3.1.2. RESULTADOS	130
4. UNIÓN DEL RAÍL SOBRE LA VIGA CARRIL.....	131
4.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN	131
4.1.1. ANÁLISIS DE TENSIONES.....	131
4.1.1.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE SOLDADURA.....	131
4.1.1.2. SOLDADURAS - TENSIONES σ , τ	132
4.1.2. ANÁLISIS DE FATIGA.....	133
4.1.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE SOLDADURA.....	133
4.1.2.2. SOLDADURAS - TENSIONES σ , τ	133
5. UNIÓN DE LOS TOPES	134
5.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN	135
5.1.1. CÁLCULO ESTÁTICO	136
5.1.1.1. CARGAS	136
5.1.1.2. PERNO	136
5.1.1.3. MATERIAL.....	137
5.1.1.4. RESULTADOS	137
6. UNIÓN TESTERO – VIGA PUENTE	138
6.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN	138
6.1.1. CÁLCULO ESTÁTICO EN EL PLANO VERTICAL.....	139
6.1.1.1. CARGAS	139
6.1.1.2. PERNO	139
6.1.1.3. MATERIAL.....	140
6.1.1.4. RESULTADOS	140

6.1.2. CÁLCULO ESTÁTICO EN EL PLANO HORIZONTAL	141
6.1.2.1. CARGAS	141
6.1.2.2. PERNO	141
6.1.2.3. Material	142
6.1.2.4. RESULTADOS	142
7. UNIÓN VIGA-VIGA.....	143
7.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN	143
7.1.1. GEOMETRÍA.....	144
7.1.1.1. LADO IZQUIERDO	144
7.1.1.2. LADO DERECHO.....	144
7.1.1.3. PLETINA.....	145
7.1.2. RESULTADOS	145
7.1.2.1. RESISTENCIAS DE LA VIGA	145
7.1.2.2. RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS	146
7.1.2.3. RIGIDEZ DE LA UNIÓN	147

1. INTRODUCCIÓN

Con la estructura calculada se procede al diseño de las uniones de los componentes que la forman. En la Figura 42, se muestran las uniones prediseñadas, las cuales deberán de ser verificadas. Para ello, se usarán diferentes programas que se encargarán de comprobar las uniones conforme a la normativa vigente.

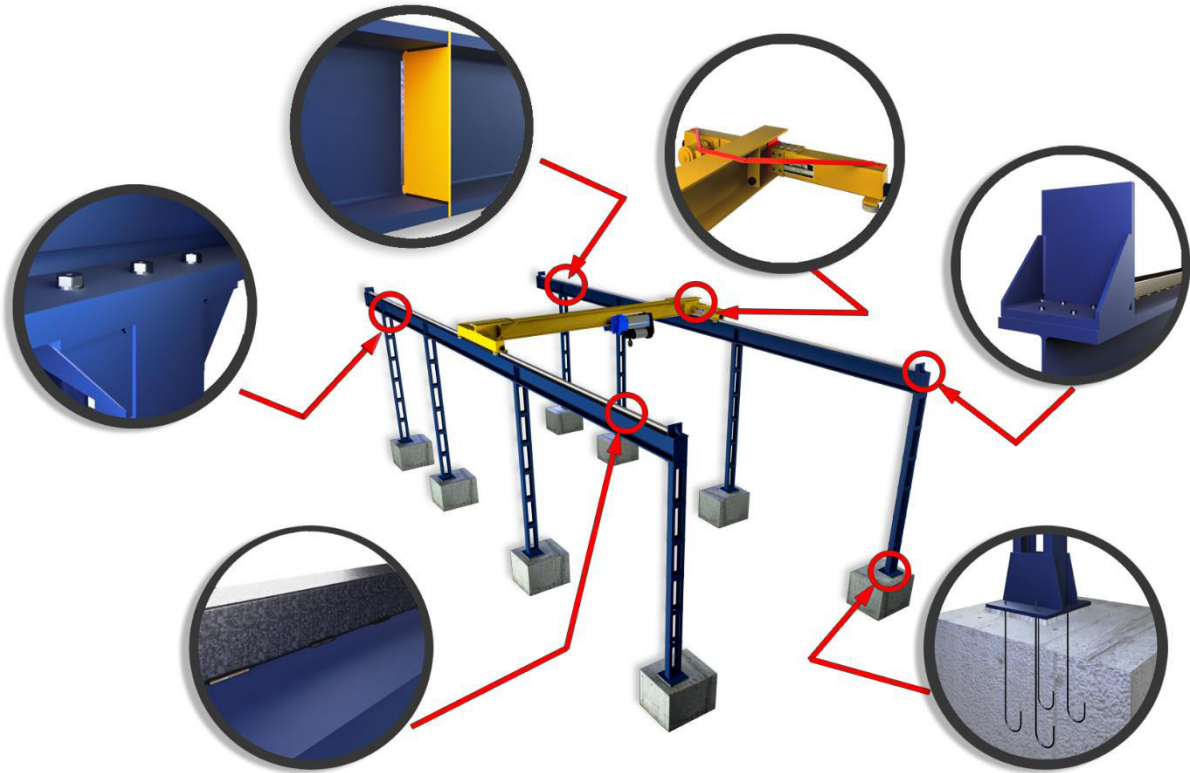


Figura 42. Esquema de las uniones prediseñadas.

2. CIMENTACIÓN

Esta unión se verificará con el software Robot Structural Analysis. Se comprobará si cumple el poste más solicitado que en este caso es el más próximo al voladizo. Este programa califica a la unión con un valor que deberá de ser menor a 1 para que sea válida.

A continuación, se adjunta el informe de resultados para esta unión.

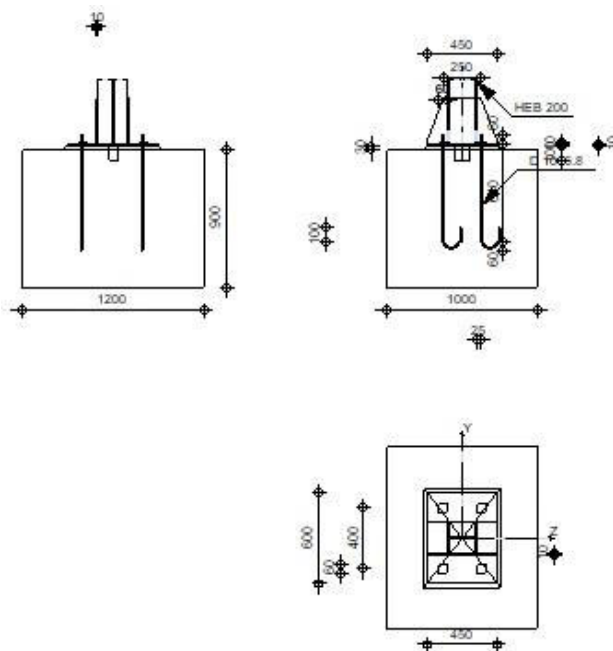


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:

Design of fastenings in concrete

Relación
0,30**2.1. GEOMETRÍA****2.1.1. PILAR**

Perfil: 2UPE 140

Barra N.º: 4

 $L_c = 4,60$ [m] Longitud del pilar $a = 0,0$ [Deg] Ángulo de inclinación $h_c = 200$ [mm] Altura de la sección del pilar $b_{fc} = 200$ [mm] Anchura de la sección del pilar $t_{wc} = 9$ [mm] Espesor del alma de la sección del pilar $t_{fc} = 15$ [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar $r_c = 18$ [mm] Radio del arredondeado de la sección del pilar $A_c = 78,08$ [cm²] Área de la sección del pilar $I_{yc} = 5696,18$ [cm⁴] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: S 275

$f_{yc} =$	275,00 [MPa]	Resistencia
$f_{uc} =$	410,00 [MPa]	Límite de resistencia del material

2.1.2. CHAPA DEBAJO DE LA BASE DEL PILAR

$l_{pd} =$	450 [mm]	Longitud
$b_{pd} =$	600 [mm]	Anchura
$t_{pd} =$	10 [mm]	Espesor
Material:	S 275	
$f_{ypd} =$	275,00 [MPa]	Resistencia
$f_{upd} =$	410,00 [MPa]	Límite de resistencia del material

2.1.3. ANCLAJE

El plano de corte atraviesa la parte FILETEADA de un tornillo.

Clase = 6.8	Clase de anclajes
$f_{yb} =$	480,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo
$f_{ub} =$	600,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción
$d =$	10 [mm] Diámetro del tornillo
$A_s =$	0,58 [cm ²] Área de la sección eficaz del tornillo
$A_v =$	0,79 [cm ²] Área de la sección del tornillo
$n_H =$	2 Número de columnas de tornillos
$n_V =$	2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal $e_{Hi} =$ 250 [mm]

Separación vertical $e_{Vi} =$ 400 [mm]

DIMENSIONES DE LOS ANCLAJES

$L_1 =$	60 [mm]
$L_2 =$	640 [mm]
$L_3 =$	120 [mm]
$L_4 =$	100 [mm]

PLAQUETA

$l_{wd} =$	60 [mm]	Longitud
$b_{wd} =$	60 [mm]	Anchura

$l_{wd} = 60$ [mm] Longitud

$t_{wd} = 10$ [mm] Espesor

2.1.4. CHAVETA

Perfil: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Longitud

Material: S 275

$f_{yw} = 275,00$ [MPa] Resistencia

2.1.5. RIGIDIZADOR

$l_s = 450$ [mm] Longitud

$h_s = 300$ [mm] Altura

$t_s = 10$ [mm] Espesor

$d_1 = 20$ [mm] Entalla

$d_2 = 20$ [mm] Entalla

2.1.6. COEFICIENTES DE MATERIAL

$g_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial

$g_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial

$g_c = 1,50$ Coeficiente de seguridad parcial

2.1.7. CIMENTACIÓN

$L = 1000$ [mm] Longitud de la cimentación

$B = 1200$ [mm] Anchura de la cimentación

$H = 900$ [mm] Altura de la cimentación

HORMIGÓN

Clase HA - 30

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Resistencia característica a la compresión

CAPA DE ARENA

$t_g = 30$ [mm] Espesor da la capa de arena

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón

2.1.8. SOLDADURAS

$a_p = 4$ [mm] Pletina principal del pié del pilar

$a_w = 4$ [mm] Chaveta

$a_s = 4$ [mm] Rigidizadores

2.2. CARGAS

Caso: 37: COMB195 8*1.35+20*1.00

$N_{j,Ed} = -3,25$ [kN] Esfuerzo axial

$V_{j,Ed,y} = 0,08$ [kN] Esfuerzo cortante

$V_{j,Ed,z} = -0,78$ [kN] Esfuerzo cortante

$M_{j,Ed,y} = 3,63$ [kN*m] Momento flector

$M_{j,Ed,z} = 0,10$ [kN*m] Momento flector

2.3. RESULTADOS**2.3.1. ZONA COMPRIMIDA****COMPRESIÓN DE HORMIGÓN**

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión

$f_j = 28,11$ [MPa] Resistencia de cálculo al apoyo debajo de la pletina de base

$c = t_p \ddot{O}(f_{yp}/(3*f_j*g_{M0}))$

$c = 18$ [mm] Anchura adicional de la zona de apoyo

$b_{eff} = 51$ [mm] Anchura eficaz de la zona de apoyo debajo de la tabla

$l_{eff} = 236$ [mm] Longitud eficaz de la zona de apoyo debajo del ala

$A_{c0} = 120,70$ [cm²] Superficie de contacto entre la pletina de base y la cimentación

$A_{c1} = 1086,26$ [cm²] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga

$F_{rd} = A_{c0} * f_{cd} * \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$

$F_{rd,u} = 724,18 \text{ [kN]}$ Resistencia del hormigón al apoyo

$b_j = 0,67$ Coeficiente de reducción para la compresión

$$f_{jd} = b_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 40,00 \text{ [MPa]}$ Resistencia de cálculo al apoyo

$A_{c,n} = 643,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de apoyo en compresión

$A_{c,y} = 229,56 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de apoyo en flexión My

$A_{c,z} = 207,53 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área de apoyo en flexión Mz

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 2572,01 \text{ [kN]}$ Resistencia del hormigón al apoyo en compresión

$F_{c,Rd,y} = 918,22 \text{ [kN]}$ Resistencia del hormigón al apoyo en flexión My

$F_{c,Rd,z} = 830,11 \text{ [kN]}$ Resistencia del hormigón al apoyo en flexión Mz

ALA Y ALMA DEL PILAR EN COMPRESIÓN

$CL = 1,00$ Clase de sección

$W_{pl,y} = 1655,08 \text{ [cm}^3\text{]}$ Módulo de sección plástico

$M_{c,Rd,y} = 455,15 \text{ [kN*m]}$ Resistencia de cálculo de la sección en flexión

$h_{f,y} = 253 \text{ [mm]}$ Distancia entre los centros de gravedad de las alas

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 1799,61 \text{ [kN]}$ Resistencia del ala comprimida y del alma

$W_{pl,z} = 1250,82 \text{ [cm}^3\text{]}$ Módulo de sección plástico

$M_{c,Rd,z} = 343,97 \text{ [kN*m]}$ Resistencia de cálculo de la sección en flexión

$h_{f,z} = 210 \text{ [mm]}$ Distancia entre los centros de gravedad de las alas

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 1637,97 \text{ [kN]}$ Resistencia del ala comprimida y del alma

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 2572,01 \text{ [kN]}$ Resistencia del pié del pilar a la compresión axial

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 918,22 \text{ [kN]}$ Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{c,Rd,z} = 830,11 \text{ [kN]}$ Resistencia del pié del pilar en la zona comprimida

2.3.2. ZONA TRACCIONADA

RUPTURA DE TORNILLO DE ANCLAJE

$A_b = 0,58 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área efectivo del tornillo

$f_{ub} = 600,00 \text{ [MPa]}$ Resistencia del material del tornillo a la tracción

$\beta = 0,85$ coeficiente de reducción de la resistencia del tornillo

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / g_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s1} = 21,30 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura

$g_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial

$f_{yb} = 480,00 \text{ [MPa]}$ Límite de plasticidad del material del tornillo

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / g_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 23,20 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 21,30 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo a la ruptura

ARRANCAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE DEL HORMIGÓN

$f_{ck} = 30,00 \text{ [MPa]}$ Resistencia característica del hormigón a la compresión

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / g_c$$

$f_{ctd} = 1,35 \text{ [MPa]}$ Resistencia de cálculo a la tracción

$h_1 = 1,00$ Coef. dependiente da las condiciones del hormigonado y de la adherencia

$h_2 = 1,00$ Coef. dependiente del diámetro del anclaje

$$f_{bd} = 2.25 * h_1 * h_2 * f_{ctd}$$

$f_{bd} = 3,04 \text{ [MPa]}$ Adherencia admisible de cálculo

$h_{ef} = 610 \text{ [mm]}$ Longitud eficaz del tornillo de anclaje

$$F_{t,Rd,p} = p * d * h_{ef} * f_{bd}$$

$F_{t,Rd,p} = 58,28 \text{ [kN]}$ Resistencia de cálculo para el arrancamiento

RUPTURA DEL CONO DE HORMIGÓN

$h_{ef} = 267 \text{ [mm]}$ Longitud eficaz del tornillo de anclaje

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 178,89 \text{ [kN]}$ Resistencia característica del anclaje

$s_{cr,N} = 800 \text{ [mm]}$ Anchura crítica del cono de hormigón

$c_{cr,N} = 400 \text{ [mm]}$ Distancia crítica al borde de la cimentación

$A_{c,N0} = 6400,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Área máxima del cono

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 178,89 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia característica del anclaje}$$

$$A_{c,N} = 4650,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área real del cono}$$

$$\gamma_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\gamma_{A,N} = 0,73 \quad \text{Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde}$$

$$c = 375 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia mínima entre el anclaje y el borde}$$

$$\gamma_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\gamma_{s,N} = 0,98 \quad \text{Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación}$$

$$\gamma_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes}$$

$$\gamma_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\gamma_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación}$$

$$\gamma_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón}$$

$$g_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coeficiente de seguridad parcial}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \gamma_{A,N} * \gamma_{s,N} * \gamma_{ec,N} * \gamma_{re,N} * \gamma_{ucr,N} / g_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 59,04 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo del anclaje a la ruptura del cono de hormigón}$$

ROTURA DEL BETÓN

$$h_{ef} = 610 \text{ [mm]} \quad \text{Longitud eficaz del tornillo de anclaje}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 618,89 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de cálculo para el arrancamiento}$$

$$s_{cr,N} = 1220 \text{ [mm]} \quad \text{Anchura crítica del cono de hormigón}$$

$$c_{cr,N} = 610 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia crítica al borde de la cimentación}$$

$$A_{c,N0} = 14884,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área máxima del cono}$$

$$A_{c,N} = 5910,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área real del cono}$$

$$\gamma_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\gamma_{A,N} = 0,40 \quad \text{Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde CEB}$$

$$c = 375 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia mínima entre el anclaje y el borde}$$

$$\gamma_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\gamma_{s,N} = 0,88 \quad \text{Coef. dependiente de la distancia entre el anclaje y el borde de la cimentación}$$

$$\gamma_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la distribución de los esfuerzos de tracción en los anclajes}$$

$$\gamma_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 \leq 1.0$$

$$\gamma_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación}$$

$$\gamma_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dependiente del grado de fisuración del hormigón}$$

$\gamma_{re,N} = 1,00$ Coef. dependiente de la densidad del armado de la cimentación

$$\gamma_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\gamma_{h,N} = 0,82$ Coef. dependiente de la altura de la cimentación

$g_{M,sp} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \gamma_{A,N} \cdot \gamma_{S,N} \cdot \gamma_{ec,N} \cdot \gamma_{re,N} \cdot \gamma_{ucr,N} \cdot \gamma_{h,N} / g_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 82,15$ [kN] Resistencia de cálculo del anclaje a la rotura del hormigón

RESISTENCIA DEL ANCLAJE A LA TRACCIÓN

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 21,30$ [kN] Resistencia del anclaje a la tracción

FLEXIÓN DE LA PLETINA DE BASE

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 300$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

$l_{eff,2} = 300$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

$m = 85$ [mm] Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado

$M_{pl,1,Rd} = 2,06$ [kN*m] Resistencia plástica de la pletina para el modo 1

$M_{pl,2,Rd} = 2,06$ [kN*m] Resistencia plástica de la pletina para el modo 2

$F_{T,1,Rd} = 96,52$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 1

$F_{T,2,Rd} = 45,21$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 2

$F_{T,3,Rd} = 42,60$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 3

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,y} = 42,60$ [kN] Resistencia de la pletina en tracción

Flexión debida al momento $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 225$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 1

$l_{eff,2} = 225$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

$m = 85$ [mm] Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado

$M_{pl,1,Rd} = 1,55$ [kN*m] Resistencia plástica de la pletina para el modo 1

$M_{pl,2,Rd} = 1,55$ [kN*m] Resistencia plástica de la pletina para el modo 2

$F_{T,1,Rd} = 72,39$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 1

$F_{T,2,Rd} = 39,65$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 2

$F_{T,3,Rd} = 42,60$ [kN] Resistencia de la pletina para el modo 3

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$F_{t,pl,Rd,z} = 39,65$ [kN] Resistencia de la pletina en tracción

RESISTENCIA DEL PIE DEL PILAR EN LA ZONA TRACCIONADA

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 42,60 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la cimentación en la zona traccionada}$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 39,65 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la cimentación en la zona traccionada}$$

2.3.3. CONTROL DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado (0,00)}$$

$$e_y = 1115 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricidad de la fuerza axial}$$

$$z_{c,y} = 126 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de la fuerza } F_{C,Rd,y}$$

$$z_{t,y} = 125 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de la fuerza } F_{T,Rd,y}$$

$$M_{j,Rd,y} = 12,08 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión}$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,30 < 1,00 \quad \text{verificado (0,30)}$$

$$e_z = 32 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricidad de la fuerza axial}$$

$$z_{c,z} = 105 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de la fuerza } F_{C,Rd,z}$$

$$z_{t,z} = 200 \text{ [mm]} \quad \text{Brazo de la fuerza } F_{T,Rd,z}$$

$$M_{j,Rd,z} = 40,59 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de la unión a la flexión}$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado (0,00)}$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,30 < 1,00 \quad \text{verificado (0,30)}$$

2.3.4. CIZALLAMIENTO**APOYO DEL TORNILLO DE ANCLAJE EN LA PLETINA DE BASE****ESFUERZO CORTANTE $V_{j,Ed,y}$**

$$a_{d,y} = 2,78 \quad \text{Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento}$$

$$a_{b,y} = 1,00 \quad \text{Coef. para el cálculo de la resistencia } F_{1,vb,Rd}$$

$$k_{1,y} = 2,50 \quad \text{Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 82,00 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base}$$

ESFUERZO CORTANTE $V_{j,Ed,z}$

$$a_{d,z} = 2,78 \quad \text{Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento}$$

$$a_{b,z} = 1,00 \quad \text{Coef. para el cálculo de la resistencia } F_{1,vb,Rd}$$

$a_{d,z} = 2,78$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección del cizallamiento
 $k_{1,z} = 2,50$ Coef. de posición de los tornillos en la dirección perpendicular al cizallamiento
 $F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$
 $F_{1,vb,Rd,z} = 82,00 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo de anclaje al apoyo en la pletina de base

CIZALLAMIENTO DEL TORNILLO DE ANCLAJE

$a_b = 0,30$ Coef. para el cálculo de la resistencia $F_{2,vb,Rd}$
 $A_{sb} = 0,58 \text{ [cm}^2\text{]}$ Area de la sección eficaz del tornillo
 $f_{ub} = 600,00 \text{ [MPa]}$ Resistencia del material del tornillo a la tracción
 $g_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial
 $F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{sb} / g_{M2}$
 $F_{2,vb,Rd} = 8,24 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo al cizallamiento - sin efecto de brazo
 $a_M = 2,00$ Coef. dependiente de la fijación del anclaje en la cimentación
 $M_{Rk,s} = 0,05 \text{ [kN*m]}$ Resistencia característica del anclaje a la flexión
 $l_{sm} = 40 \text{ [mm]}$ Longitud del brazo de palanca
 $g_{Ms} = 1,20$ Coeficiente de seguridad parcial
 $F_{v,Rd,sm} = a_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * g_{Ms})$
 $F_{v,Rd,sm} = 2,24 \text{ [kN]}$ Resistencia del tornillo al cizallamiento - con efecto de brazo

RUPTURA DEL HORMIGÓN POR EFECTO DE PALANCA

$N_{Rk,c} = 127,53 \text{ [kN]}$ Resistencia de cálculo para el arrancamiento
 $k_3 = 2,00$ Coef. dependiente de la longitud de anclaje
 $g_{Mc} = 2,16$ Coeficiente de seguridad parcial
 $F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$
 $F_{v,Rd,cp} = 118,09 \text{ [kN]}$ Resistencia del hormigón al efecto de palanca

2.3.5. DESTRUCCIÓN DEL BORDE DEL HORMIGÓN

ESFUERZO CORTANTE $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 164,84 \text{ [kN]}$ Resistencia característica del anclaje
 $\gamma_{A,V,y} = 0,63$ Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde
 $\gamma_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dependiente del espesor de la cimentación

$V_{Rk,c,y}^0 = 164,84$ [kN]	Resistencia característica del anclaje
$\gamma_{s,V,y} = 0,89$	Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante
$\gamma_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje
$\gamma_{a,V,y} = 1,00$	Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante
$\gamma_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación
$g_{Mc} = 2,16$	Coeficiente de seguridad parcial
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \gamma_{A,V,y} \cdot \gamma_{h,V,y} \cdot \gamma_{s,V,y} \cdot \gamma_{ec,V,y} \cdot \gamma_{a,V,y} \cdot \gamma_{ucr,V,y} / g_{Mc}$	
$F_{v,Rd,c,y} = 42,33$ [kN]	Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde

ESFUERZO CORTANTE $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 149,63$ [kN]	Resistencia característica del anclaje
$\gamma_{A,V,z} = 0,71$	Coef. dependiente de la separación de los anclajes y de la distancia al borde
$\gamma_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dependiente del espesor de la cimentación
$\gamma_{s,V,z} = 0,91$	Coef. de influencia de bordes paralelos al esfuerzo cortante
$\gamma_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. de irregularidad de la distribución del esfuerzo cortante en el anclaje
$\gamma_{a,V,z} = 1,00$	Coef. dependiente del ángulo de la acción del cortante
$\gamma_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dependiente del modo de armar el borde de la cimentación
$g_{Mc} = 2,16$	Coeficiente de seguridad parcial
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \gamma_{A,V,z} \cdot \gamma_{h,V,z} \cdot \gamma_{s,V,z} \cdot \gamma_{ec,V,z} \cdot \gamma_{a,V,z} \cdot \gamma_{ucr,V,z} / g_{Mc}$	
$F_{v,Rd,c,z} = 44,99$ [kN]	Resistencia del hormigón debido a la destrucción del borde CEB

DESPLAZAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de rozamiento entre la pletina de base y el hormigón
$N_{c,Ed} = 3,25$ [kN]	Fuerza de compresión
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$	
$F_{f,Rd} = 0,98$ [kN]	Resistencia al deslizamiento

CONTACTO CUÑA - HORMIGÓN

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / g_c$	
$F_{v,Rd,wg,y} = 280,00$ [kN]	Resistencia al contacto cuña - hormigón
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / g_c$	
$F_{v,Rd,wg,z} = 154,00$ [kN]	Resistencia al contacto cuña - hormigón

CONTROL DEL CIZALLAMIENTO

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 289,92 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado (0,00)}$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 163,92 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia de la unión al cortante}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{verificado (0,00)}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verificado (0,01)}$$

2.3.6. CONTROL DE RIGIDIZADORES

PLETINA TRAPEZOIDAL PARALELA AL ALMA DEL PILAR

$$M_1 = 0,27 \text{ [kN*m]} \quad \text{Momento flector del rigidizador}$$

$$Q_1 = 4,33 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo cortante en el rigidizador}$$

$$z_s = 81 \text{ [mm]} \quad \text{Posición del eje neutro (respecto la base de la pletina)}$$

$$I_s = 5915,41 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Momento de inercia del rigidizador}$$

$$s_d = 0,33 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina}$$

$$s_g = 1,05 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en las fibras superiores}$$

$$t = 1,44 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente en el rigidizador}$$

$$s_z = 2,52 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión equivalente en el punto de contacto del rigidizador y de la pletina}$$

$$\max(s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verificado (0,01)}$$

2.3.7. SOLDADURAS ENTRE EL PILAR Y LA PLETINA DE BASE

$$s^\wedge = 1,99 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en la soldadura}$$

$$t^\wedge = 1,99 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente perpendicular}$$

$$t_{yII} = 0,02 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente paralela a } V_{j,Ed,y}$$

$$t_{zII} = -0,09 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente paralela a } V_{j,Ed,z}$$

$$b_w = 0,85 \quad \text{Coeficiente dependiente de la resistencia}$$

$$s^\wedge / (0.9 \cdot f_u / g_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verificado (0,01)}$$

$$\ddot{O}(s^\wedge^2 + 3.0(t_{yII}^2 + t^\wedge^2)) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verificado (0,01)}$$

$$\ddot{O}(s^\wedge^2 + 3.0(t_{zII}^2 + t^\wedge^2)) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verificado (0,01)}$$

2.3.8. SOLDADURAS VERTICALES DE LOS RIGIDIZADORES

PLETINA TRAPEZOIDAL PARALELA AL ALMA DEL PILAR

$s_{\perp} = 0,00$ [MPa] Tensión normal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$t_{\perp} = 0,00$ [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

$t_{\parallel} = 3,25$ [MPa] Tensión tangente paralela [4.5.3.(7)]

$s_z = 0,00$ [MPa] Tensión equivalente total [4.5.3.(7)]

$b_w = 0,85$ Coeficiente dependiente de la resistencia [4.5.3.(7)]

$\max(s_{\perp}, t_{\parallel} * \sqrt{3}, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,01 < 1,00$ **verificado** (0,01)

2.3.9. SOLDADURAS HORIZONTALES DE LOS RIGIDIZADORES

PLETINA TRAPEZOIDAL PARALELA AL ALMA DEL PILAR

$s_{\perp} = 3,06$ [MPa] Tensión normal en la soldadura

$t_{\perp} = 3,06$ [MPa] Tensión tangente perpendicular

$t_{\parallel} = 2,19$ [MPa] Tensión tangente paralela

$s_z = 7,20$ [MPa] Tensión equivalente total

$b_w = 0,85$ Coeficiente dependiente de la resistencia

$\max(s_{\perp}, t_{\parallel} * \sqrt{3}, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,02 < 1,00$ **verificado** (0,02)

2.3.10. RIGIDEZ DE LA UNIÓN

FLEXIÓN DEBIDA AL MOMENTO $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 51$ [mm] Anchura eficaz de la zona de apoyo debajo de la tabla

$l_{eff} = 236$ [mm] Longitud eficaz de la zona de apoyo debajo del ala

$k_{13,y} = E_c * \sqrt[3]{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$

$k_{13,y} = 11$ [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido

$l_{eff} = 300$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

$m = 85$ [mm] Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado

$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,y} = 0$ [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción

$L_b = 135$ [mm] Longitud eficaz del tornillo de anclaje

$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$

$k_{16,y} = 1$ [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción

$l_{0,y} = 0,62$ Esbeltez del pilar

$S_{j,ini,y} = 3726,21$ [kN*m] Rigidez inicial en rotación

$S_{j,rig,y} = 78012,90$ [kN*m] Rigidez de la unión rígida

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RÍGIDA

FLEXIÓN DEBIDA AL MOMENTO $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)$

$k_{13,z} = 14$ [mm] Coef. de rigidez del hormigón comprimido

$l_{eff} = 225$ [mm] Longitud eficaz para un tornillo para el modo 2

$m = 85$ [mm] Distancia entre el tornillo y el borde rigidizado

$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,z} = 0$ [mm] Coef. de rigidez de la pletina de base en tracción

$L_b = 135$ [mm] Longitud eficaz del tornillo de anclaje

$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$

$k_{16,z} = 1$ [mm] Coef. de rigidez del anclaje en tracción

$l_{0,z} = 1,05$ Esbeltez del pilar

$S_{j,ini,z} = 65796,64$ [kN*m] Rigidez inicial en rotación

$S_{j,rig,z} = 27437,46$ [kN*m] Rigidez de la unión rígida

$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ RÍGIDA

2.4. COMPONENTE MÁS DÉBIL

TORNILLO DE ANCLAJE CONTRA AL CIZALLAMIENTO

Unión conforme con la Norma Relación 0,30

3. UNIÓN POSTES – VIGA CARRIL

Para esta unión se recurre a una pletina de 10 mm de espesor a la que se le atornillarán 6 pernos M20 de calidad 6.8. Además, se deberán de añadir 4 rigidizadores para evitar que la pletina se doble. Tanto la pletina como los rigidizadores irán unidos mediante un cordón de soldadura de 6 mm. Ver Figura 43.



Figura 43. Unión entre postes y viga.

3.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN

Para verificar la unión, se recurre al programa “Inventor”. Las cargas consideradas para esta comprobación son las reacciones máximas que pueden producirse en el poste más solicitado, el más próximo al voladizo. En la Tabla 41, se muestran las cargas introducidas.

Tabla 41. Reacciones máximas del nudo más solicitado.

CARGAS QUE DEBERÁ SOPORTAR LA UNIÓN			
F_x (N)	F_y (N)	F_z (N)	M_x (Nm)
3090	8900	-9730	1990

Para la comprobación, estas acciones deberán de combinarse en una F_T y en una F_a , ver la Figura 44. Además, sólo se comprobará un tornillo por lo que, esas acciones, se dividen por 6 tornillos para saber si el tornillo propuesto aguanta.

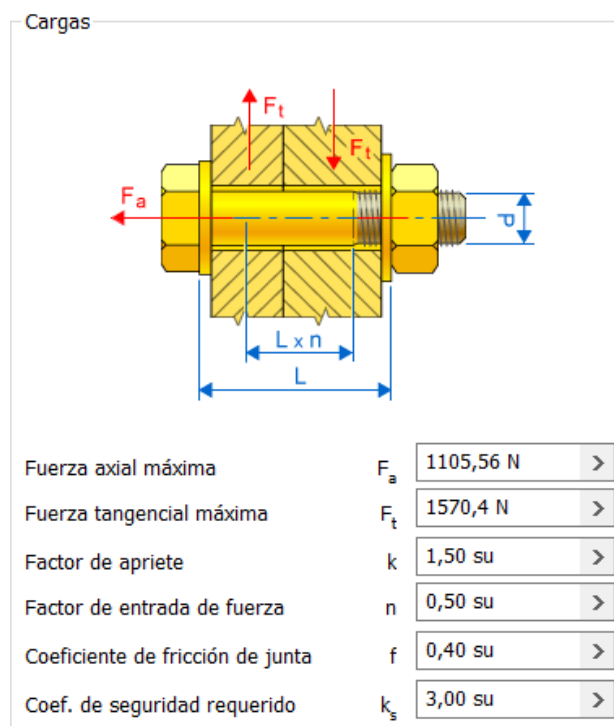


Figura 44. Fuerzas a las que el perno está sometido.

A continuación, se muestran los resultados de la comprobación.

3.1.1. CÁLCULO ESTÁTICO

3.1.1.1. CARGAS

Factor de apriete k 1,50 su

Fuerza axial máxima F_a 1106 N

Factor de entrada de fuerza n 0,50 su

Fuerza tangencial máxima F_t 1570 N

Coeficiente de fricción de junta f 0,40 su

3.1.1.2. PERNO

Número de perno z 1 su

Diámetro de rosca d 20,000 mm

Paso de rosca p 2,500 mm

Diámetro medio de perno	d_s	18,376 mm
Diámetro mínimo de perno	d_{min}	16,933 mm
Material		Acero s275 JR
Límite de elasticidad	S_y	275 MPa
Coeficiente de seguridad requerido	k_s	3,00 su
Presión de rosca admitida	p_a	40 MPa
Módulo de elasticidad	E	210000 MPa
Coeficiente de fricción de rosca	f_1	0,20 su
Coeficiente de fricción de cabeza	f_2	0,25 su

3.1.1.3. MATERIAL

Anchura funcional de junta L 59,500 mm

Módulo de elasticidad E 210000 MPa

3.1.2. RESULTADOS

Fuerza de pretensión	F_v	7417,795 N
Fuerza de trabajo	F_{max}	7547,340 N
Momento de apriete requerido	M_u	45,137 N m
Tensión de tracción	σ_t	32,940 MPa
Tensión de torsión	τ_k	47,349 MPa
Tensión reducida	σ_{red}	88,379 MPa
Tensión a partir de fuerza máxima	σ_{max}	33,515 MPa
Presión de rosca	p_c	14,877 MPa
Comprobación de resistencia		Positivo

Resumen de mensajes

21:09:57 Cálculo: El cálculo indica la compatibilidad del diseño.

21:09:57 Cálculo de fatiga: El cálculo indica la compatibilidad del diseño.

4. UNIÓN DEL RAÍL SOBRE LA VIGA CARRIL

Para esta unión se plantea un cordón de soldadura discontinuo como el de la Figura 45.

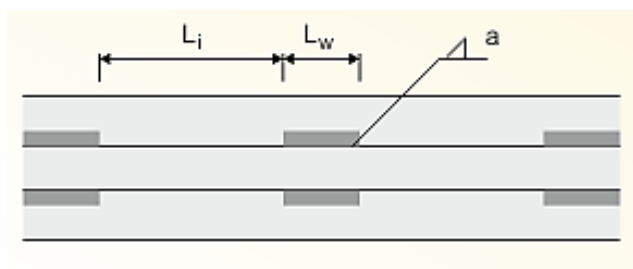


Figura 45. Dimensiones cordón discontinuo. Fuente: Craneway

Siendo:

- a: El espesor de la soldadura. Para este caso se optarán por 6 mm.
- L_i : Longitud de la discontinuidad. La norma EN 1993-1-8 establece que no deberá de ser superior a $0,25 \cdot b$, siendo b la anchura del perfil, 300 mm. Atendiendo a esto, se tomarán 75 mm de L_i .
- L_w : Longitud del cordón. En la norma se fija a un valor mínimo de $6 \cdot a$ por lo que se adoptarán 36 mm de L_w .

4.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN

Para la comprobación de esta unión, se recurre al programa “Craneway”, usado anteriormente para el dimensionamiento de la viga carril, que emite los siguientes resultados.

4.1.1. ANÁLISIS DE TENSIONES

4.1.1.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE SOLDADURA

Valor nominal de la resistencia última del acero:	f_u	43.00	kN/cm ²
Coeficiente parcial	γ_{Mw}	1.250	
Factor de correlación	β_w	0.850	
Grúa determ. para carga por rueda	núm.	1	
Valor de cálculo de carga vertical en la soldadura	$F_{Z,d}$	69.12	kN
Valor de cálculo de carga horizontal	H_d	1.52	kN

Longitud de la costura de la soldadura	$L_w(\text{costura})$	0.036	m
Longitud de interrupción de soldadura	$L_i(\text{inter})$	0.075	m

4.1.1.2. SOLDADURAS - TENSIONES σ , τ

ESFUERZOS INTERNOS C072

Izquierdo

Esfuerzo axil	N	0.13	kN
Esfuerzo cortante	V_y	-0.33	kN
Esfuerzo cortante	V_z	-128.57	kN
Momento torsor	M_T	0.36	kNm
Momento flector respecto al eje fuerte	M_y	-46.81	kNm
Momento flector respecto al eje menor	M_z	-0.84	kNm
Momento de alabeo	M_ω	0.48	kN.m ²
Momento torsor principal	$M_{T,pri}$	0.13	kNm
Momento torsor menor	$M_{T,sec}$	0.22	kNm

Derecho

Esfuerzo axil	N	0.13	kN
Esfuerzo cortante	V_y	-0.33	kN
Esfuerzo cortante	V_z	-128.57	kN
Momento torsor	M_T	0.36	kNm
Momento flector respecto al eje fuerte	M_y	-46.81	kNm
Momento flector respecto al eje menor	M_z	-0.84	kNm
Momento de alabeo	M_ω	0.48	kN.m ²
Momento torsor principal	$M_{T,pri}$	0.13	kNm
Momento torsor menor	$M_{T,sec}$	0.23	kNm
Canto útil de soldadura	a_w	6.0	mm
Longitud de transmisión de carga eficaz	L_{eff}	0.036	m
Tensión vertical resultante	$\sigma_{w,z}$	24.45	kN/cm ²
Tensión horizontal resultante	$\sigma_{w,y}$	0.35	kN/cm ²
Tensión normal perpendicular al plano de soldadura	σ_L	17.54	kN/cm ²
Tensión tangencial perpendicular al plano de soldadura	τ_{per}	17.04	kN/cm ²
Tensión tangencial paralela al plano de soldadura	$\tau_{ }$	1.34	kN/cm ²
Razón de tensiones	$\eta_{soldadura}$	0.850	≤ 1

4.1.2. ANÁLISIS DE FATIGA

4.1.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE SOLDADURA

Valor nominal del límite elástico del acero:	f_{yk}	27.50	kN/cm ²
Valor nominal de la resistencia última del acero:	f_u	43.00	kN/cm ²

COEFICIENTES

Canto útil de soldadura	a_w	6.0	mm
Coef. parcial para carga de fatiga	γ_{Ff}	1.000	
Coef. parcial de resistencia a fatiga	γ_{Mf}	1.150	
Coeficiente dinámico del daño de impacto equivalente	$\phi_{fat,1}$	1.050	
Coeficiente dinámico de daño de impacto equivalente	$\phi_{fat,2}$	1.045	
Categoría de carga de grúa para σ_x	S_{i,σ_x}	S0	
Categoría de carga de grúa para σ_z , τ_{xz} , soldaduras	S_{i,τ_x}	S0	
Factor de daño equivalente para σ_x	λ_{i,σ_x}	0.198	
Factor de daño equivalente para τ_{xz}	$\lambda_{i,\tau_{xz}}$	0.379	
Factor de daño equivalente para σ_z	λ_{i,σ_z}	0.198	
Categoría de detalle σ_x	CD_{σ_x}	0	
Categoría de detalle σ_z	CD_{σ_z}	36	
Categoría de detalle τ_{xz}	$CD_{\tau_{xz}}$	80	

4.1.2.2. SOLDADURAS - TENSIONES σ , τ

Tensión σ_z

Tensión máxima	$\sigma_{z,Max}$	11.36	kN/cm ²
Tensión mínima	$\sigma_{z,Min}$	0.00	kN/cm ²
Número de resistencia de ciclos nominal para m=3	NC	2×10^6	
Número límite de ciclos para m=5	ND	5×10^9	
Número límite de ciclos para reducir el límite	NL	1,00E+13	
Categoría de detalle σ_z	CD_{σ_z}	36	
Daño a la grúa $\Delta\sigma E_2(z)$	D	0.705	
Coeficiente de daño equivalente para σ_z,eq	$\lambda_{i,\sigma_z,eq}$	0.252	
Razón de tensiones de la amplitud constante equivalente	$\Delta\sigma_z E_2,eq$	2.86	kN/cm ²
Daño equivalente para la grúa $\Delta\sigma E_2(z),eq$	$D_{grúa 1,eq}$	0.016	

Criterio de amplitud equivalente de la grúa $\eta\sigma E2(z)$	$\eta\sigma E2(z)$	0.914	
Combinación de carga CO	$\tau_{xz,Max}$	1	
Combinación de carga CO	$\tau_{xz,Min}$	30	
Tensión máxima	$\tau_{xz,Max}$	0.70	kN/cm ²
Tensión mínima	$\tau_{xz,Min}$	-0.04	kN/cm ²
Tensión tangencial perpendicular al plano de soldadura	τ_L	0.00	kN/cm ²
Tensión tangencial paralela al plano de soldadura	τ_{II}	5.33	kN/cm ²
Tensión normal perpendicular al eje de soldadura	σ_{wf}	11.36	kN/cm ²
Razón de tensiones	$\eta_{soldadura}$	0.275	≤ 1
Cálculo $\Delta\tau_{xz}$	$\eta\Delta\tau_{xz}$	0.224	≤ 1
Cálculo $\Delta\sigma E2(x)$	$\eta\Delta\sigma E2(x)$	0.000	≤ 1
Cálculo $\Delta\sigma E2(z)$	$\eta\Delta\sigma E2(z)$	0.718	≤ 1
Cálculo $\Delta\sigma E2(z)_{eq}$	$\eta\Delta\sigma E2(z)_{eq}$	0.914	≤ 1
Cálculo $\Delta\tau E2(xz)$	$\eta\Delta\tau E2(xz)$	0.291	≤ 1
Daño causado por la tensión normal D_{norm}	D_{norm}	0.705	≤ 1
Daño causado por la tensión normal $D_{norm,eq}$	$D_{norm,eq}$	0.764	≤ 1
Daño causado por la tensión tangencial D_{shear}	D_{shear}	0.002	≤ 1

5. UNIÓN DE LOS TOPES

Los topes estarán formados por una pletina de 20 mm de espesor a la que se le dará forma de escuadra doblándola. Se soldará con un cordón de 6 mm, un rigidizador a cada lado para evitar que se descuadre cuando los cabezales impacten, ver Figura 46.

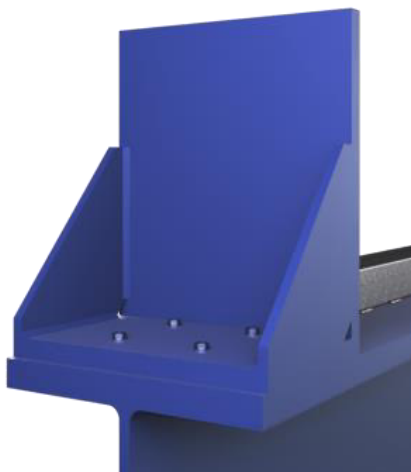


Figura 46. Topes.

La unión propuesta se compone de cuatro pernos M10, que soportarán el cortante producido por el impacto y el momento, debido a que la acción se producirá en la zona alta del tope, que tenderá a arrancar la pieza, ver Figura 47.

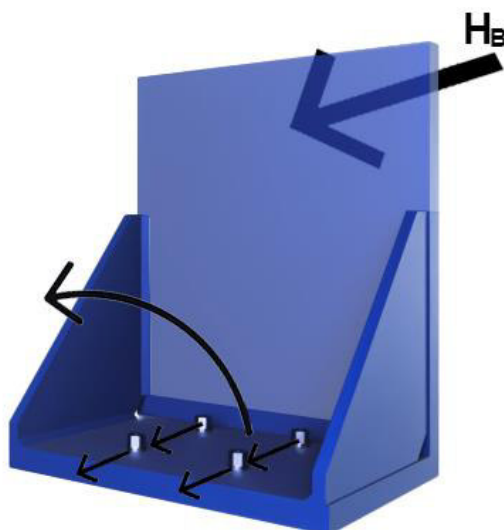


Figura 47. Fuerzas sobre los pernos.

5.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN

Para la verificación, se recurre al programa “Inventor”. La carga de impacto es de 0,5 kN y se trata de una carga horizontal que, al trasladarla al tornillo, se generará un momento que tenderá a sacar el perno. En la Figura 48, se muestran las fuerzas introducidas.

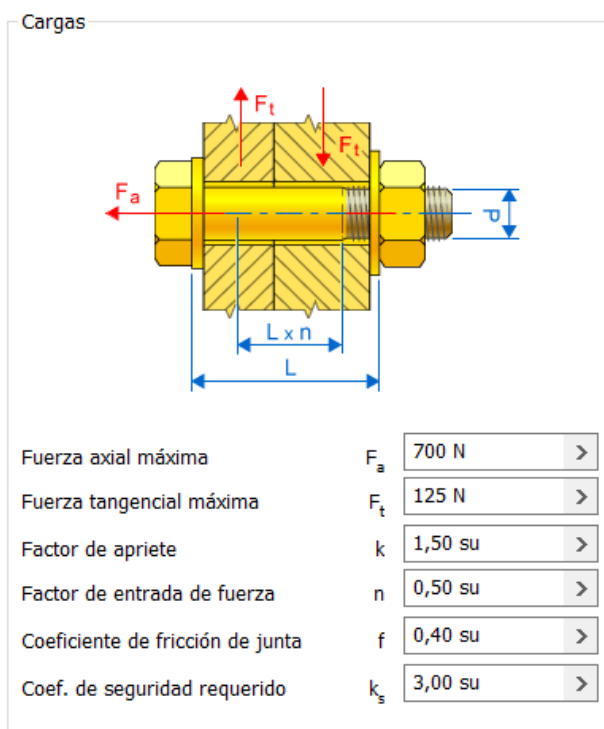


Figura 48. Fuerzas que afectarán al perno.

- La fuerza F_T corresponde a la carga de impacto de 500 N para un tornillo.
- La fuerza F_a corresponde a la fuerza vertical provocada por el momento.

A continuación, se muestra el informe con los resultados.

5.1.1. CÁLCULO ESTÁTICO

5.1.1.1. CARGAS

Factor de apriete k 1,50 su

Fuerza axial máxima F_a 700 N

Factor de entrada de fuerza n 0,50 su

Fuerza tangencial máxima F_t 125 N

Coeficiente de fricción de junta f 0,40 su

5.1.1.2. PERNO

Número de perno z 1 su

Diámetro de rosca d 10,000 mm

Paso de rosca p 1,500 mm

Diámetro medio de perno d_s 9,026 mm

Diámetro mínimo de perno d_{min} 8,160 mm

Material Acero s275 JR

Límite de elasticidad S_y 275 MPa

Coeficiente de seguridad requerido k_s 3,00 su

Presión de rosca admitida p_a 40 MPa

Módulo de elasticidad E 210000 MPa

Coeficiente de fricción de rosca f_1 0,20 su

Coeficiente de fricción de cabeza f_2 0,25 su

5.1.1.3. MATERIAL

Anchura funcional de junta L 55,500 mm

Módulo de elasticidad E 210000 MPa

5.1.1.4. RESULTADOS

Fuerza de pretensión F_v 1454,428 N

Fuerza de trabajo F_{max} 1518,750 N

Momento de apriete requerido M_u 4,460 N m

Tensión de tracción σ_t 27,813 MPa

Tensión de torsión τ_k 41,810 MPa

Tensión reducida σ_{red} 77,575 MPa

Tensión a partir de fuerza máxima σ_{max} 29,043 MPa

Presión de rosca p_c 12,151 MPa

Comprobación de resistencia **Positivo**

Resumen de mensajes

23:03:30 Cálculo: El cálculo indica la compatibilidad del diseño.

6. UNIÓN TESTERO – VIGA PUENTE

Como se puede ver en la Figura 49, para esta unión se realiza un corte en la viga principal para que ésta, abrace al testero. Para que esté bien asentada, se instalarán a cada lado 2 pletinas en escuadra de 10 mm que irán soldadas a la viga y a otras dos pletinas que se atornillarán a los testeros.

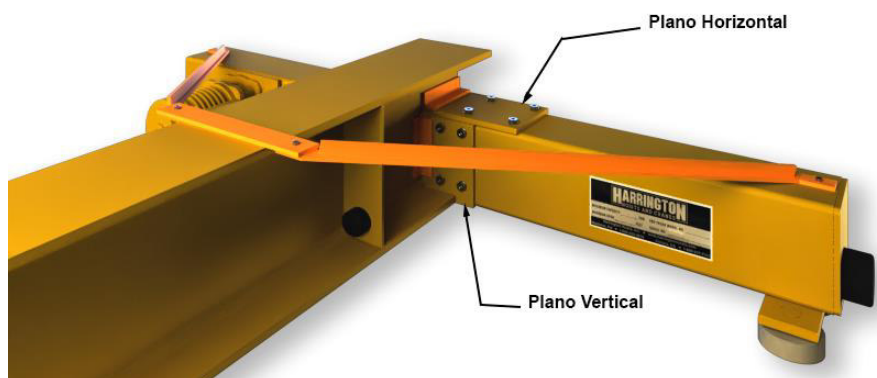


Figura 49. Unión entre el testero y la viga puente.

Además, se montarán dos puntales que puedan absorber las cargas debidas a un mal uso del puente grúa o a algún balanceo no considerado de la carga. Estos puntales absorberán los pares de fuerzas que puedan surgir en los rodillos de guiado de los cabezales.

6.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN

Para la comprobación de la unión, se recurre nuevamente al programa “Inventor”. Las pletinas sobre las que irá apoyada la viga principal, se atornillarán con un total de 16 pernos de 10 mm de diámetro, 8 arriba y 4 en el frontal, ver figura.

Para verificar si son suficiente estos pernos, se comprobarán las dos pletinas por separado ya que al estar en planos diferentes las fuerzas tangenciales y salientes no serán las mismas.

Las fuerzas que deberán de soportar los pernos serán las acciones transversales, verticales y longitudinales obtenidas en el “Anexo II”, dentro del dimensionamiento de la viga carril. Las fuerzas horizontales se compondrán en un sola tangencial y se dividirán por 12 pernos al igual que las verticales.

En la Figura 50, se muestran las fuerzas que deberán de soportar cada perno.

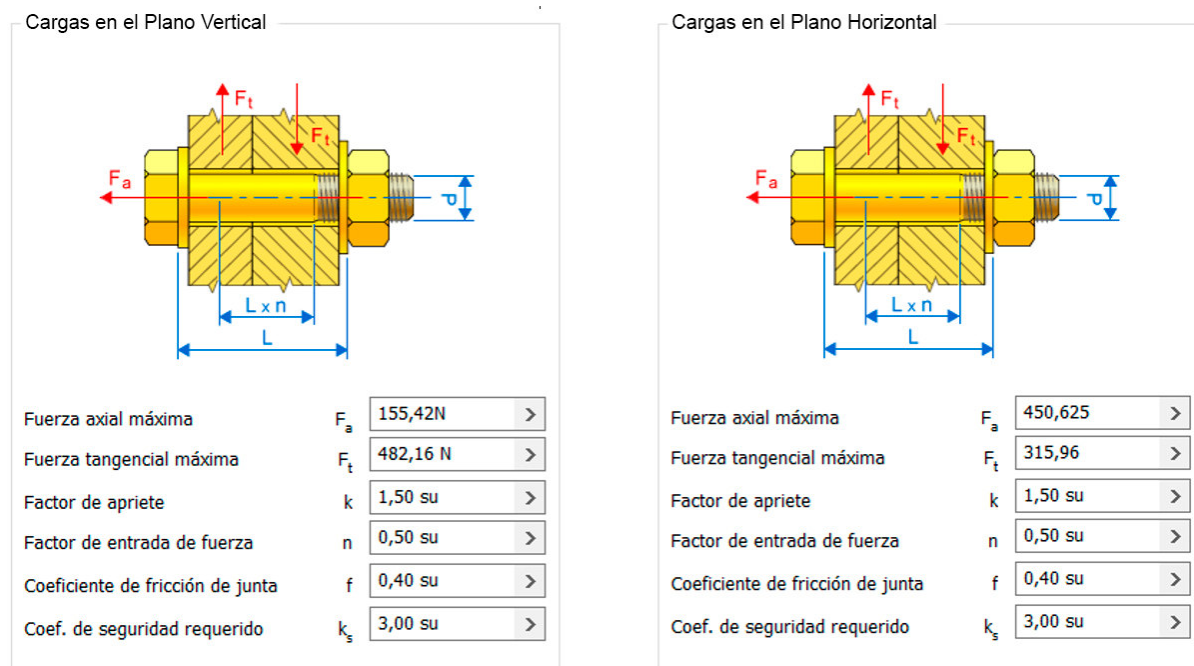


Figura 50. Fuerza de cada perno en cada plano. Fuente: Inventor Professional.

A continuación, se adjuntan los informes de los resultados

6.1.1. CÁLCULO ESTÁTICO EN EL PLANO VERTICAL

6.1.1.1. CARGAS

Factor de apriete k 1,50 su

Fuerza axial máxima F_a 155 N

Factor de entrada de fuerza n 0,50 su

Fuerza tangencial máxima F_t 482 N

Coefficiente de fricción de junta f 0,40 su

6.1.1.2. PERNO

Número de perno z 1 su

Diámetro de rosca d 10,000 mm

Paso de rosca p 2,500 mm

Diámetro medio de perno	d_s	8,376 mm
Diámetro mínimo de perno	d_{min}	6,933 mm
Material		Acero s275 JR
Límite de elasticidad	S_y	689 MPa
Coeficiente de seguridad requerido	k_s	3,00 su
Presión de rosca admitida	p_a	40 MPa
Módulo de elasticidad	E	206700 MPa
Coeficiente de fricción de rosca	f_1	0,20 su
Coeficiente de fricción de cabeza	f_2	0,25 su

6.1.1.3. MATERIAL

Anchura funcional de junta	L	44,500 mm
Módulo de elasticidad	E	206000 MPa

6.1.1.4. RESULTADOS

Fuerza de pretensión	F_v	2027,304 N
Fuerza de trabajo	F_{max}	2041,230 N
Momento de apriete requerido	M_u	6,418 N m
Tensión de tracción	σ_t	53,704 MPa
Tensión de torsión	τ_k	98,087 MPa
Tensión reducida	σ_{red}	178,177 MPa
Tensión a partir de fuerza máxima	σ_{max}	54,073 MPa
Presión de rosca	p_c	17,353 MPa

Comprobación de resistencia **Positivo**

Resumen de mensajes:

9:35:12 Cálculo: El cálculo indica la compatibilidad del diseño.

6.1.2. CÁLCULO ESTÁTICO EN EL PLANO HORIZONTAL

6.1.2.1. CARGAS

Factor de apriete k 1,50 su

Fuerza axial máxima F_a 451 N

Factor de entrada de fuerza n 0,50 su

Fuerza tangencial máxima F_t 316 N

Coeficiente de fricción de junta f 0,40 su

6.1.2.2. PERNO

Número de perno z 1 su

Diámetro de rosca d 10,000 mm

Paso de rosca p 2,500 mm

Diámetro medio de perno d_s 8,376 mm

Diámetro mínimo de perno d_{min} 6,933 mm

Material Acero s275 JR

Límite de elasticidad S_y 689 MPa

Coeficiente de seguridad requerido k_s 3,00 su

Presión de rosca admitida p_a 40 MPa

Módulo de elasticidad E 206700 MPa

Coeficiente de fricción de rosca f_1 0,20 su

Coeficiente de fricción de cabeza f_2 0,25 su

6.1.2.3. Material

Anchura funcional de junta L 44,500 mm

Módulo de elasticidad E 206000 MPa

6.1.2.4. RESULTADOS

Fuerza de pretensión F_v 1820,403 N

Fuerza de trabajo F_{max} 1860,780 N

Momento de apriete requerido M_u 5,763 N m

Tensión de tracción σ_t 48,223 MPa

Tensión de torsión τ_k 88,076 MPa

Tensión reducida σ_{red} 159,993 MPa

Tensión a partir de fuerza máxima σ_{max} 49,293 MPa

Presión de rosca p_c 15,819 MPa

Comprobación de resistencia **Positivo**

Resumen de mensajes

9:41:14 Cálculo: El cálculo indica la compatibilidad del diseño.

7. UNIÓN VIGA-VIGA

Para esta unión se recurre a un empotramiento soldado con una pletina entre las dos vigas a unir. Esta unión no llevará tornillos, ver Figura 51.

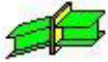



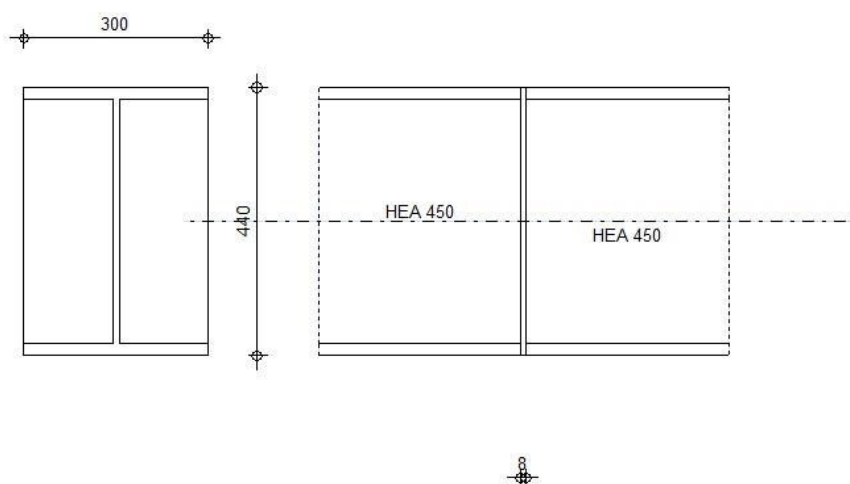
Figura 51. Unión viga-viga.

7.1. VERIFICACIÓN DE LA UNIÓN

Esta unión se verificará con el software Robot Structural Analysis. Se comprobará la unión de la viga en voladizo con el tramo anterior ya que es la zona de mayor sollicitación.

A continuación, se adjunta el informe.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</p> <p>Cálculo del empotramiento soldado Viga - Viga</p> <p>EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p>Relación</p> <p>0,24</p>
---	---	---



7.1.1. GEOMETRÍA

7.1.1.1. LADO IZQUIERDO

VIGA

Perfil:	HEA 450
Barra N.º:	3
$a = -180,0$ [Deg]	Ángulo de inclinación
$h_{bl} = 440$ [mm]	Altura de la sección de la viga
$b_{fbl} = 300$ [mm]	Anchura de la sección de la viga
$t_{wbl} = 12$ [mm]	Espesor del alma de la sección de la viga
$t_{fbl} = 21$ [mm]	Espesor del ala de la sección de la viga
$r_{bl} = 27$ [mm]	Radio del arredondeado de la sección de la viga
$A_{bl} = 178,03$ [cm ²]	Área de la sección de la viga
$I_{xbl} = 63721,60$ [cm ⁴]	Momento de inercia de la sección de la viga
Material:	S 275
$f_{yb} = 275,00$ [MPa]	Resistencia

7.1.1.2. LADO DERECHO

VIGA

Perfil:	HEA 450
Barra N.º:	4
$a = -0,0$ [Deg]	Ángulo de inclinación
$h_{br} = 440$ [mm]	Altura de la sección de la viga
$b_{fbr} = 300$ [mm]	Anchura de la sección de la viga
$t_{wbr} = 12$ [mm]	Espesor del alma de la sección de la viga
$t_{fbr} = 21$ [mm]	Espesor del ala de la sección de la viga
$r_{br} = 27$ [mm]	Radio del arredondeado de la sección de la viga
$A_{br} = 178,03$ [cm ²]	Área de la sección de la viga
$I_{xbr} = 63721,60$ [cm ⁴]	Momento de inercia de la sección de la viga
Material:	S 275
$f_{yb} = 275,00$ [MPa]	Resistencia

7.1.1.3. PLETINA

$h_{pr} = 440$ [mm] Altura de la pletina
 $b_{pr} = 300$ [mm] Anchura de la pletina
 $t_{pr} = 8$ [mm] Espesor de la pletina
 Material: S 275
 $f_{ypr} = 275,00$ [MPa] Resistencia

SOLDADURAS DE ÁNGULO

$a_w = 6$ [mm] Soldadura del alma
 $a_f = 6$ [mm] Soldadura del ala

COEFICIENTES DE MATERIAL

$g_{M0} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial
 $g_{M1} = 1,00$ Coeficiente de seguridad parcial
 $g_{M2} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial
 $g_{M3} = 1,25$ Coeficiente de seguridad parcial

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Caso: 10: COMB315 (1+2+3+4+5)*1.35

$M_{b1,Ed} = 96,68$ [kN*m] Momento flector en la viga derecha

$V_{b1,Ed} = 67,08$ [kN] Esfuerzo cortante en la viga derecha

7.1.2. RESULTADOS**7.1.2.1. RESISTENCIAS DE LA VIGA****CIZALLAMIENTO**

$A_{vb} = 65,78$ [cm²] Área en cizallamiento

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / g_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1044,45$ [kN] Resistencia de cálculo de la sección al cortante

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ **verificado (0,06)**

FLEXIÓN - MOMENTO PLÁSTICO (SIN REFUERZOS)

$W_{plb} = 3216,07$ [cm³] Módulo de sección plástico

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / g_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 884,42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia plástica de la sección en flexión (sin refuerzos)}$$

FLEXIÓN EN EL PUNTO DE CONTACTO CON LA PLETINA O CON EL ELEMENTO UNIDO

$$W_{pl} = 3216,07 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Módulo de sección plástico}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / g_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 884,42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{verificado (0,11)}$$

ALA Y ALMA EN COMPRESIÓN

$$M_{cb,Rd} = 884,42 \text{ [kN*m]} \quad \text{Resistencia de cálculo de la sección en flexión}$$

$$h_f = 419 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de las alas}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 2110,79 \text{ [kN]} \quad \text{Resistencia del ala comprimida y del alma}$$

FUERZAS AXILES EN CORDONES DE LA VIGA

$$h_f = 419 \text{ [mm]} \quad \text{Distancia entre los centros de gravedad de las alas}$$

$$e_N = 0 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricidad de la fuerza axil}$$

$$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$$N_{upp} = 230,75 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo axil en el cordón superior de la viga}$$

$$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$$

$$N_{low} = -230,75 \text{ [kN]} \quad \text{Esfuerzo axil en el cordón inferior de la viga}$$

7.1.2.2. RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

$$A_w = 105,42 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de todas las soldaduras}$$

$$A_{wy} = 64,14 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de las soldaduras horizontales}$$

$$A_{wz} = 41,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Área de superficie de las soldaduras verticales}$$

$$I_{wy} = 32785,39 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Momento de inercia del sistema de soldaduras respecto al eje hor.}$$

$$s^{\wedge}_{\max} = t^{\wedge}_{\max} = 46,50 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión normal en la soldadura}$$

$$s^{\wedge} = t^{\wedge} = 35,87 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensiones en la soldadura vertical}$$

$$t_{II} = 16,25 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensión tangente}$$

$$b_w = 0,85 \quad \text{Coeficiente de correlación}$$

$$\ddot{O}[s^{\wedge}_{\max}{}^2 + 3*(t^{\wedge}_{\max}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 93,00 < 385,88 \quad \text{verificado (0,24)}$$

$$\ddot{O}[s^{\wedge}{}^2 + 3*(t^{\wedge}{}^2 + t_{II}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 77,06 < 385,88 \quad \text{verificado (0,20)}$$

$\ddot{O}[s_{\max}^2 + 3*(t_{\max}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	93,00 < 385,88	verificado (0,24)
$s^{\wedge} \leq 0.9*f_u/g_{M2}$	46,50 < 295,20	verificado (0,16)

7.1.2.3. RIGIDEZ DE LA UNIÓN

$$S_{j,ini} = E z^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_3)$$

$$S_{j,ini} = \text{¥} \quad \text{Rigidez inicial en rotación}$$

$$h = 3,00 \quad \text{Coeficiente de rigidez de la unión}$$

$$S_j = S_{j,ini} / h$$

$$S_j = \text{¥} \quad \text{Rigidez final en rotación}$$

CLASE DE LA UNIÓN RESPECTO A LA RIGIDEZ.

$$S_{j,rig} = 535261,44 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión rígida}$$

$$S_{j,pin} = 33453,84 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidez de la unión articulada}$$

$$S_{j,ini}^3 S_{j,rig} \text{ RÍGIDA}$$

COMPONENTE MÁS DÉBIL:

SOLDADURAS

Unión conforme con la Norma Relación 0,24

ANEXO IV

CIMENTACIÓN

ÍNDICE DEL ANEXO IV. CIMENTACIÓN.

1.	INTRODUCCIÓN.....	153
2.	GEOMETRÍA DE LAS ZAPATAS	153
3.	CARGAS	155
4.	ARMADURA.....	155
5.	RESULTADOS DE LAS ZAPATAS DE ESQUINA	156
5.1.	DATOS BÁSICOS	156
5.1.1.	HIPÓTESIS.....	156
5.1.2.	GEOMETRÍA.....	156
5.1.3.	MATERIALES.....	157
5.1.4.	CARGAS:	157
5.1.4.1.	LISTA DE COMBINACIONES:	158
5.1.5.	DISEÑO GEOTÉCNICO.....	159
5.1.5.1.	HIPÓTESIS.....	159
5.1.6.	SUELO.....	159
5.1.7.	ESTADOS LÍMITE.....	160
5.1.8.	DISEÑO HORMIGÓN ARMADO	162
5.1.8.1.	HIPÓTESIS.....	162
5.1.8.2.	ARMADURA TEÓRICA	162
5.1.8.3.	ARMADURA REAL	162
5.1.9.	CUANTITATIVO:.....	163
6.	VERIFICACIÓN DE LAS ZAPATAS RESTANTES	164
6.1.	DATOS BÁSICOS	164
6.1.1.	HIPÓTESIS.....	164
6.1.2.	GEOMETRÍA.....	164
6.1.3.	MATERIALES.....	164

6.1.4. CARGAS	165
6.1.4.1. LISTA DE COMBINACIONES.....	165
6.2. DISEÑO GEOTÉCNICO	167
6.2.1. HIPÓTESIS.....	167
6.2.2. SUELO.....	167
6.2.3. ESTADOS LÍMITE.....	168
6.3. DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO	170
6.3.1. HIPÓTESIS.....	170
6.3.2. ARMADURA TEÓRICA.....	170
6.3.3. ARMADURA REAL.....	170
6.4. CUANTITATIVO.....	171

1. INTRODUCCIÓN

Teniendo en cuenta que la estructura está formada por columnas y que éstas, se construirán en el interior de una nave industrial, la cimentación que se calculará estará formada por zapatas aisladas.

Para su dimensionamiento, se hará uso del software “Robot Structural Analysis” de Autodesk, calculando las zapatas de los postes del lado más solicitado.

Durante el desarrollo de este proyecto, se consultó un informe geotécnico previo de la zona, obteniéndose los siguientes datos de interés:

- Nivel del suelo: $N_1 = 0,00$ (m)
- Nivel máx. de la cimentación: $N_a = 0,00$ (m)
- Nivel del fondo escavado: $N_f = 0,50$ (m)
- Tipo de suelo: grava
- Peso volumétrico: $1937,46$ (kG/m³)
- Densidad del sólido: $2702,25$ (kG/m³)
- Ángulo de rozamiento interno: $38,00$ (Deg)
- Cohesión: $0,00$ (MPa)

2. GEOMETRÍA DE LAS ZAPATAS

En la Figura 52, se puede apreciar el problema que existe a la hora de colocar las zapatas. Entre los postes y las paredes laterales existen 300 mm de separación y entre la fachada y el primer poste de cada lado 370 mm. Estas cotas influirán directamente en el dimensionamiento de las zapatas ya que implicarán la creación de zapatas con las cargas descentradas.

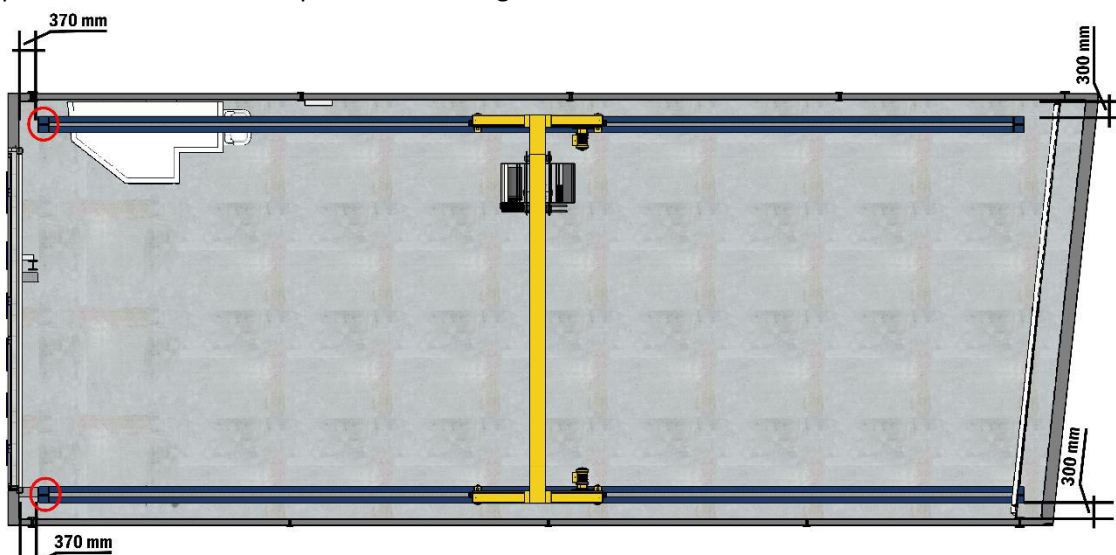


Figura 52. Límites de las zapatas.

Es por ello por lo que se diseñan dos geometrías diferentes de zapatas. En los dos postes que aparecen en la Figura 52 marcados, irán las zapatas de esquina, con restricciones de geometría en dos de sus lados. Para las seis zapatas restantes, sólo se aplicarán restricciones en el único lado cercano a la pared de la nave.

Ambos tipos de zapatas tendrán en común sus dimensiones, con el fin de homogenizar el proyecto, pero el cáliz sobre el que irá la pletina de unión con el poste, estará descentrado en un eje o en los dos dependiendo si se restringe un lado o dos, ver Figura 53 y Figura 54.

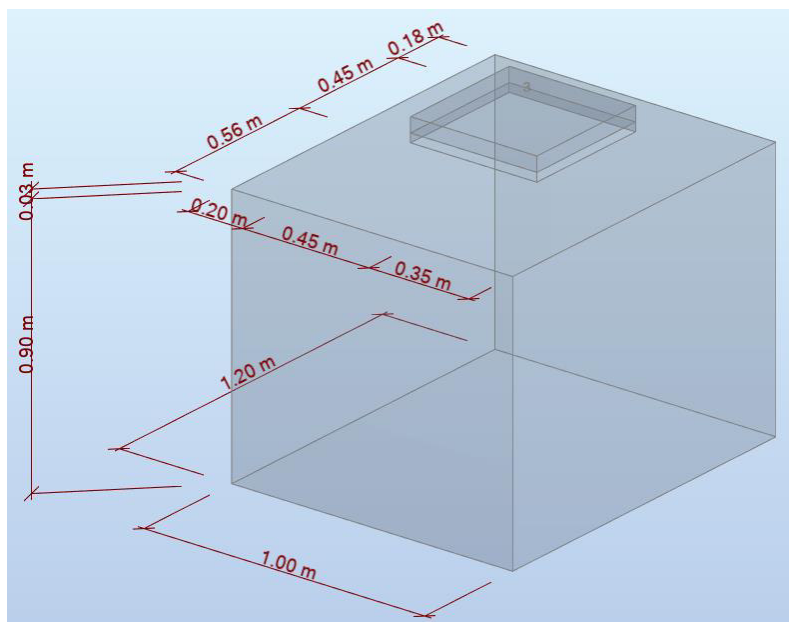


Figura 53. Zapata de esquina, con dos restricciones. Fuente: software Robot Structural Analysis.

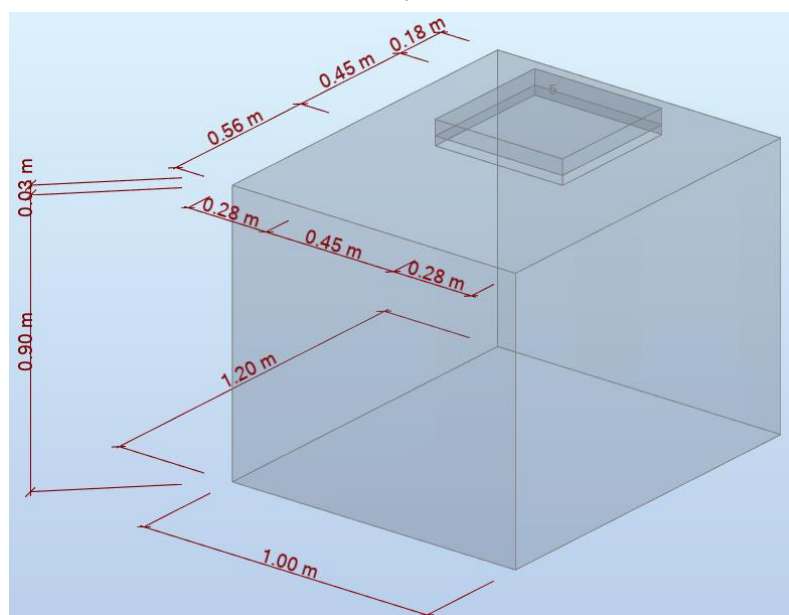


Figura 54. Zapata con 1 restricción. Fuente: software Robot Structural Analysis.

3. CARGAS

Las cargas consideradas son las combinaciones más desfavorables para los postes ya que son los que mayores reacciones generarán en las zapatas. Estas combinaciones, se detallan en el apartado 5.2.1. del “Anexo II: Cálculo de la estructura”.

El programa verificará la geometría de la zapata considerando la combinación más desfavorable.

4. ARMADURA

La armadura de las zapatas serán la misma. Está compuesta de 60 barras corrugadas B 500 S longitudinales y transversales de $\varnothing 12$ mm en las zonas superiores e inferiores de la zapata, y separadas 100 mm en ambas direcciones. Además, se añaden 12 esperas de $\varnothing 6$ mm que comunican el cáliz con la zona inferior. Estas esperas irán amarradas por 5 estribos de $\varnothing 6$ mm separados 100 mm. Esta armadura irá colocada de tal manera que se garanticen 20 mm de recubrimiento. La Figura 55 muestra la disposición de la armadura.

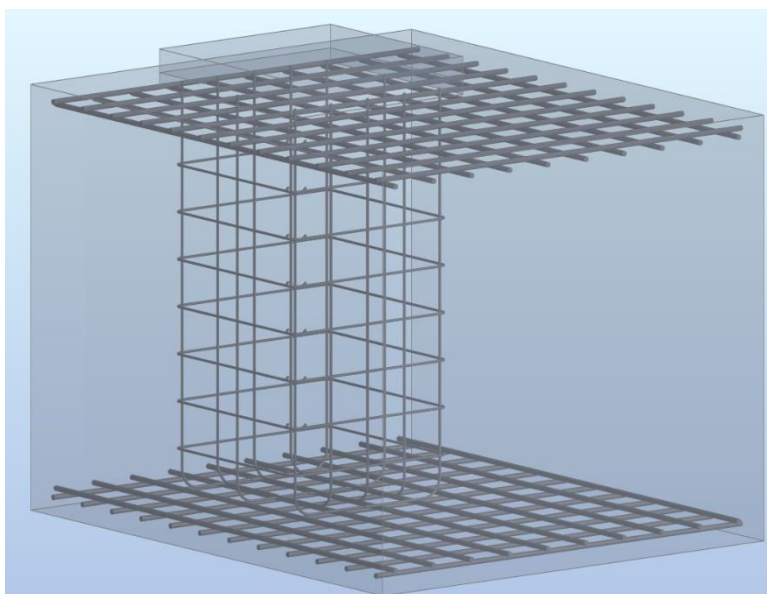


Figura 55. Disposición de la armadura. Fuente: software Robot Structural Analysis

5. RESULTADOS DE LAS ZAPATAS DE ESQUINA

5.1. DATOS BÁSICOS

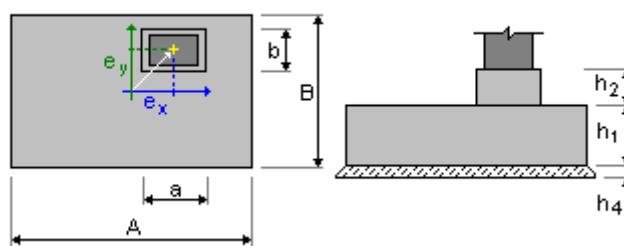
5.1.1. HIPÓTESIS

Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2004/A1:2013

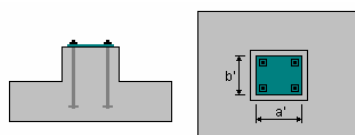
Norma para los cálculos de hormigón armado : EHE 99

Forma de la cimentación : libre

5.1.2. GEOMETRÍA



A	= 1,00 (m)	a	= 0,45 (m)
B	= 1,20 (m)	b	= 0,45 (m)
h1	= 0,90 (m)	ex	= -0,08 (m)
h2	= 0,03 (m)	ey	= 0,19 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 45,0 (cm)
b'	= 45,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 5,0 (cm)

5.1.3. MATERIALES

Hormigón:	HA - 30; resistencia característica = 30,00 MPa Densidad = 2501,36 (kg/m ³)
Armaduras longitudinales:	B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa
Armaduras transversales	B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa
Armadura adicional:	B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa

5.1.4. CARGAS:

Cargas sobre la cimentación:							
Caso	Natura	Grupo	N (kN)	F _x (kN)	F _y (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)
COMB1	de cálculo(Peso propio)	----	10,35	0	0	0	0
COMB2	de cálculo(Peso propio)	----	12,99	0,75	0	0	1,74
COMB5	de cálculo(Peso propio)	----	12,1	-0,02	0,17	-0,76	-0,04
COMB70	de cálculo(Peso propio)	----	12,13	-0,01	0,08	-0,36	-0,01
COMB75	de cálculo(Peso propio)	----	11,75	-0,01	0,07	-0,29	-0,01
COMB87	de cálculo(Peso propio)	----	10,72	0,76	-0,04	0,18	1,78
COMB147	de cálculo(Peso propio)	----	0,24	0,82	-0,1	0,45	1,86
COMB150	de cálculo(Peso propio)	----	0,44	0,05	-0,32	1,51	0,07
COMB155	de cálculo(Peso propio)	----	-0,03	0,05	-0,36	1,7	0,08
COMB162	de cálculo(Peso propio)	----	-0,77	0,84	-0,11	0,52	1,87
COMB167	de cálculo(Peso propio)	----	-0,73	0,84	-0,12	0,55	1,88
COMB190	de cálculo(Peso propio)	----	1,97	0,08	-0,72	3,34	0,1
COMB195	de cálculo(Peso propio)	----	3,25	0,08	-0,78	3,63	0,1
COMB207	de cálculo(Peso propio)	----	10	0,85	-0,18	0,83	1,89
COMB257	de cálculo(Peso propio)	----	56,03	0,79	-0,26	1,17	1,82
COMB312	de cálculo(Peso propio)	----	128,05	0,68	-0,28	1,25	1,68
COMB315	de cálculo(Peso propio)	----	117,38	-0,08	-2,75	12,54	-0,09

5.1.4.1. LISTA DE COMBINACIONES:

1/	ELU : COMB1 N=7,69 My=-0,01 Fx=-0,00
2/	ELU : COMB2 N=78,45 Mx=-1,14 My=1,77 Fx=0,77 Fy=0,25
3/	ELU : COMB5 N=73,91 Mx=7,67 My=-0,00 Fx=0,00 Fy=-1,67
4/	ELU : COMB70 N=23,28 Mx=3,45 My=-0,08 Fx=-0,06 Fy=-0,74
5/	ELU : COMB75 N=20,41 Mx=3,19 My=-0,08 Fx=-0,06 Fy=-0,69
6/	ELU : COMB87 N=13,06 Mx=-0,78 My=1,68 Fx=0,69 Fy=0,17
7/	ELU : COMB147 N=0,56 Mx=-0,42 My=1,68 Fx=0,71 Fy=0,09
8/	ELU : COMB150 N=1,59 Mx=0,50 My=-0,09 Fx=-0,05 Fy=-0,10
9/	ELU : COMB155 N=1,65 Mx=0,41 My=-0,08 Fx=-0,05 Fy=-0,08
10/	ELU : COMB162 N=1,06 Mx=-0,33 My=1,69 Fx=0,72 Fy=0,07
11/	ELU : COMB167 N=1,41 Mx=-0,33 My=1,70 Fx=0,72 Fy=0,07
12/	ELU : COMB190 N=4,12 Mx=-0,18 My=-0,06 Fx=-0,03 Fy=0,04
13/	ELU : COMB195 N=4,62 Mx=-0,21 My=-0,05 Fx=-0,02 Fy=0,05
14/	ELU : COMB207 N=5,39 Mx=-0,16 My=1,74 Fx=0,75 Fy=0,03
15/	ELU : COMB257 N=7,90 Mx=-0,07 My=1,79 Fx=0,78 Fy=0,01
16/	ELU : COMB312 N=7,06 Mx=-0,07 My=1,85 Fx=0,79 Fy=0,01
17/	ELU : COMB315 N=7,56 Mx=-0,94 My=0,07 Fx=0,02 Fy=0,20
18/*	ELU : COMB1 N=7,69 My=-0,01 Fx=-0,00
19/*	ELU : COMB2 N=78,45 Mx=-1,14 My=1,77 Fx=0,77 Fy=0,25
20/*	ELU : COMB5 N=73,91 Mx=7,67 My=-0,00 Fx=0,00 Fy=-1,67
21/*	ELU : COMB70 N=23,28 Mx=3,45 My=-0,08 Fx=-0,06 Fy=-0,74
22/*	ELU : COMB75 N=20,41 Mx=3,19 My=-0,08 Fx=-0,06 Fy=-0,69
23/*	ELU : COMB87 N=13,06 Mx=-0,78 My=1,68 Fx=0,69 Fy=0,17
24/*	ELU : COMB147 N=0,56 Mx=-0,42 My=1,68 Fx=0,71 Fy=0,09
25/*	ELU : COMB150 N=1,59 Mx=0,50 My=-0,09 Fx=-0,05 Fy=-0,10
26/*	ELU : COMB155 N=1,65 Mx=0,41 My=-0,08 Fx=-0,05 Fy=-0,08
27/*	ELU : COMB162 N=1,06 Mx=-0,33 My=1,69 Fx=0,72 Fy=0,07
28/*	ELU : COMB167 N=1,41 Mx=-0,33 My=1,70 Fx=0,72 Fy=0,07
29/*	ELU : COMB190 N=4,12 Mx=-0,18 My=-0,06 Fx=-0,03 Fy=0,04
30/*	ELU : COMB195 N=4,62 Mx=-0,21 My=-0,05 Fx=-0,02 Fy=0,05
31/*	ELU : COMB207 N=5,39 Mx=-0,16 My=1,74 Fx=0,75 Fy=0,03
32/*	ELU : COMB257 N=7,90 Mx=-0,07 My=1,79 Fx=0,78 Fy=0,01
33/*	ELU : COMB312 N=7,06 Mx=-0,07 My=1,85 Fx=0,79 Fy=0,01

34/* ELU : COMB315 N=7,56 Mx=-0,94 My=0,07 Fx=0,02 Fy=0,20

5.1.5. DISEÑO GEOTÉCNICO

5.1.5.1. HIPÓTESIS

Coefficiente de reducción de la cohesión: 0,00

Cimentación prefabricada lisa

Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y

Enfoque de cálculo:

A1+M1+R1

$g_{f'}$ =1,00

$g_{c'}$ =1,00

g_{cu} =1,00

g_{qu} =1,00

g_g =1,00

$g_{R,v}$ =1,00

$g_{R,h}$ =1,00

A2+M2+R1

$g_{f'}$ =1,25

$g_{c'}$ =1,25

g_{cu} =1,40

g_{qu} =1,40

g_g =1,00

$g_{R,v}$ =1,00

$g_{R,h}$ = 1,00

5.1.6. SUELO

Nivel del suelo: $N_1 = 0,00$ (m)

Nivel max. de la cimentación: $N_a = 0,00$ (m)

Nivel del fondo del excavado: $N_f = -0,50$ (m)

Grava Gruesa

Nivel del suelo: 0.00 (m)

Peso volumétrico: 1937.46 (kG/m³)

Densidad del sólido: 2702.25 (kG/m³)

Angulo de rozamiento interno: 38.0 (Deg)

Cohesión: 0.00 (MPa)

5.1.7. ESTADOS LÍMITE

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante: **ELU: COMB2 N=78,45 Mx=-1,14 My=1,77 Fx=0,77 Fy=0,25**

Coeficientes de carga: **1.35** * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 36,73 (kN)

Carga de diseño: Nr = 115,18 (kN) Mx = -16,28 (kN*m) My = -3,79 (kN*m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

Excentricidad de la carga:

|eB| = 0,14 (m) |eL| = 0,03 (m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

B' = B - 2 |eB| = 0,92 (m)

L' = L - 2 |eL| = 0,93 (m)

qu = 0.30 (MPa)

ple* = 0,29 (MPa)

De = Dmin - d = 0,93 (m)

kp = 1,00

q'0 = 0,02 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'0 = 0,30 (MPa)

Tensión en el suelo: qref = 0.18 (MPa)

Coeficiente de seguridad: qlim / qref = 1.665 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante: **ELU : COMB2 N=78,45 Mx=-1,14 My=1,77 Fx=0,77 Fy=0,25**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto: s = 0,16

slim = 0,17

DeslizamientoCombinación dimensionante: **ELU: COMB147 N=0,56 Mx=-0,42 My=1,68 Fx=0,71 Fy=0,09**Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación**1.00** * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 27,21 (kN)

Carga de diseño: Nr = 27,77 (kN) Mx = -0,62 (kN*m) My = 2,29 (kN*m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación: A= 1,00 (m) B= 1,20 (m)

Superficie de deslizamiento: 1,20 (m²)

Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: tan(δ) = 0,47

Cohesión: cu = 0.00 (MPa)

Presión del suelo considerada:

Hx = 0,71 (kN) Hy = 0,09 (kN)

Ppx = -14,15 (kN) Ppy = -20,01 (kN)

Pax = 1,54 (kN) Pay = 0,82 (kN)

Valor de la fuerza de deslizamiento Hd = 0,00 (kN)

Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:

- en el nivel del asiento: Rd = 13,15 (kN)

Estabilidad a deslizamiento: ∞

VuelcoAlrededor del eje OXCombinación dimensionante: **ELU : COMB5 N=73,91 Mx=7,67 My=-0,00 Fx=0,00 Fy=-1,67**Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación**1.00** * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 27,21 (kN)

Carga de diseño: Nr = 101,12 (kN) Mx = -4,83 (kN*m) My = -5,92 (kN*m)

Momento estabilizador: M_{stab} = 74,69 (kN*m)Moment de vuelco: M_{renv} = 9,22 (kN*m)

Estabilidad al vuelco: 8.102 > 1

Alrededor del eje OYCombinación dimensionante: **ELU : COMB147 N=0,56 Mx=-0,42 My=1,68 Fx=0,71 Fy=0,09**Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación**1.00** * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 27,21 (kN)

Carga de diseño: Nr = 27,77 (kN) Mx = -0,62 (kN*m) My = 2,29 (kN*m)

Momento estabilizador: $M_{stab} = 13,92 \text{ (kN*m)}$

Moment de vuelco: $M_{renv} = 2,34 \text{ (kN*m)}$

Estabilidad al vuelco: $5.945 > 1$

5.1.8. DISEÑO HORMIGÓN ARMADO

5.1.8.1. HIPÓTESIS

Ambiente: I

5.1.8.2. ARMADURA TEÓRICA

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : COMB2 $N=78,45$ $M_x=-1,14$ $M_y=1,77$ $F_x=0,77$ $F_y=0,25$

$$M_y = 5,57 \text{ (kN*m)} \quad A_{sx} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

ELU : COMB5 $N=73,91$ $M_x=7,67$ $M_y=-0,00$ $F_x=0,00$ $F_y=-1,67$

$$M_x = 9,74 \text{ (kN*m)} \quad A_{sy} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_s \text{ min} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Armaduras superiores:

ELU : COMB147 $N=0,56$ $M_x=-0,42$ $M_y=1,68$ $F_x=0,71$ $F_y=0,09$

$$M_y = -0,35 \text{ (kN*m)} \quad A'_{sx} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

ELU : COMB147 $N=0,56$ $M_x=-0,42$ $M_y=1,68$ $F_x=0,71$ $F_y=0,09$

$$M_x = -0,21 \text{ (kN*m)} \quad A'_{sy} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_s \text{ min} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fuste:

Armaduras longitudinales: $A = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}, A_{\text{mín.}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$$

$$A_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}, A_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

5.1.8.3. ARMADURA REAL

Cimentación aislada :

Armaduras inferiores:

Dirección X:

$$12 \text{ B } 500 \text{ S } 12 \quad l = 0,96 \text{ (m)} \quad e = 1 * -0,55 + 11 * 0,10$$

Dirección Y:

$$10 \text{ B } 500 \text{ S } 12 \quad l = 1,16 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,45 + 9 \cdot 0,10$$

Armaduras Superiores:

Dirección X:

$$12 \text{ B } 500 \text{ S } 12 \quad l = 0,96 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,55 + 11 \cdot 0,10$$

Dirección Y:

$$10 \text{ B } 500 \text{ S } 12 \quad l = 1,16 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,45 + 9 \cdot 0,10$$

Esperas

Armaduras longitudinales

$$6 \text{ B } 500 \text{ S } 6 \quad l = 1,04 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,00 + 2 \cdot 0,19$$

$$6 \text{ B } 500 \text{ S } 6 \quad l = 1,04 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,18 + 2 \cdot 0,10$$

5.1.9. CUANTITATIVO:

$$\text{Volumen del hormigón} = 1,09 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\text{Superficie de encofrado} = 4,01 \text{ (m}^2\text{)}$$

Acero B 500 S

$$\text{Peso total} = 46,87 \text{ (kG)}$$

$$\text{Densidad} = 43,15 \text{ (kG/m}^3\text{)}$$

$$\text{Diámetro medio} = 9,8 \text{ (mm)}$$

Lista según diámetros:

DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)	NÚMERO DE ELEMENTOS IDÉNTICOS
6	1,04	12
6	1,70	8
12	0,96	24
12	1,16	20

6. VERIFICACIÓN DE LAS ZAPATAS RESTANTES

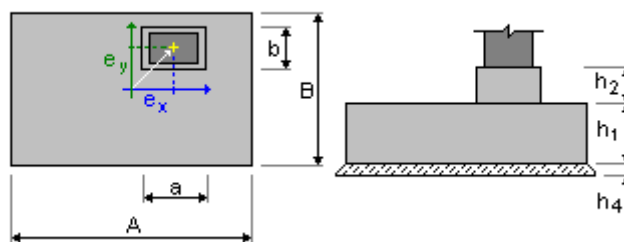
Para esta verificación, se estudiará el poste más solicitado que es el más próximo al voladizo.

6.1. DATOS BÁSICOS

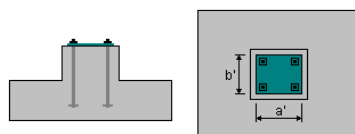
6.1.1. HIPÓTESIS

- Norma para los cálculos geotécnicos: EN 1997-1:2004/A1:2013
- Norma para los cálculos de hormigón armado: EHE 99
- Forma de la cimentación: libre

6.1.2. GEOMETRÍA



A	= 1,00 (m)	a	= 0,45 (m)
B	= 1,20 (m)	b	= 0,45 (m)
h1	= 0,90 (m)	ex	= 0,00 (m)
h2	= 0,03 (m)	ey	= 0,19 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 45,0 (cm)
b'	= 45,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 5,0 (cm)

6.1.3. MATERIALES

- Hormigón: HA - 30; resistencia característica = 30,00 MPa
Densidad = 2501,36 (kG/m3)

- Armaduras longitudinales : B 500 S
resistencia característica = 500,00 MPa
- Armaduras transversales : B 500 S
resistencia característica = 500,00 MPa
- Armadura adicional: B 500 S
resistencia característica = 500,00 MPa

6.1.4. CARGAS

Cargas sobre la cimentación:							
Caso	Natura	Grupo	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
COMB1	de cálculo(Peso propio)	----	10,35	0	0	0	0
COMB2	de cálculo(Peso propio)	----	12,99	0,75	0	0	1,74
COMB5	de cálculo(Peso propio)	----	12,1	-0,02	0,17	-0,76	-0,04
COMB70	de cálculo(Peso propio)	----	12,13	-0,01	0,08	-0,36	-0,01
COMB75	de cálculo(Peso propio)	----	11,75	-0,01	0,07	-0,29	-0,01
COMB87	de cálculo(Peso propio)	----	10,72	0,76	-0,04	0,18	1,78
COMB147	de cálculo(Peso propio)	----	0,24	0,82	-0,1	0,45	1,86
COMB150	de cálculo(Peso propio)	----	0,44	0,05	-0,32	1,51	0,07
COMB155	de cálculo(Peso propio)	----	-0,03	0,05	-0,36	1,7	0,08
COMB162	de cálculo(Peso propio)	----	-0,77	0,84	-0,11	0,52	1,87
COMB167	de cálculo(Peso propio)	----	-0,73	0,84	-0,12	0,55	1,88
COMB190	de cálculo(Peso propio)	----	1,97	0,08	-0,72	3,34	0,1
COMB195	de cálculo(Peso propio)	----	3,25	0,08	-0,78	3,63	0,1
COMB207	de cálculo(Peso propio)	----	10	0,85	-0,18	0,83	1,89
COMB257	de cálculo(Peso propio)	----	56,03	0,79	-0,26	1,17	1,82
COMB312	de cálculo(Peso propio)	----	128,05	0,68	-0,28	1,25	1,68
COMB315	de cálculo(Peso propio)	----	117,38	-0,08	-2,75	12,54	-0,09

6.1.4.1. LISTA DE COMBINACIONES

- 1/ ELU : COMB1 N=10,35 My=0,00 Fx=0,00
- 2/ ELU : COMB2 N=12,99 Mx=0,00 My=1,74 Fx=0,75 Fy=0,00
- 3/ ELU : COMB5 N=12,10 Mx=-0,76 My=-0,04 Fx=-0,02 Fy=0,17

4/	ELU : COMB70 N=12,13 Mx=-0,36 My=-0,01 Fx=-0,01 Fy=0,08
5/	ELU : COMB75 N=11,75 Mx=-0,29 My=-0,01 Fx=-0,01 Fy=0,07
6/	ELU : COMB87 N=10,72 Mx=0,18 My=1,78 Fx=0,76 Fy=-0,04
7/	ELU : COMB147 N=0,24 Mx=0,45 My=1,86 Fx=0,82 Fy=-0,10
8/	ELU : COMB150 N=0,44 Mx=1,51 My=0,07 Fx=0,05 Fy=-0,32
9/	ELU : COMB155 N=-0,03 Mx=1,70 My=0,08 Fx=0,05 Fy=-0,36
10/	ELU : COMB162 N=-0,77 Mx=0,52 My=1,87 Fx=0,84 Fy=-0,11
11/	ELU : COMB167 N=-0,73 Mx=0,55 My=1,88 Fx=0,84 Fy=-0,12
12/	ELU : COMB190 N=1,97 Mx=3,34 My=0,10 Fx=0,08 Fy=-0,72
13/	ELU : COMB195 N=3,25 Mx=3,63 My=0,10 Fx=0,08 Fy=-0,78
14/	ELU : COMB207 N=10,00 Mx=0,83 My=1,89 Fx=0,85 Fy=-0,18
15/	ELU : COMB257 N=56,03 Mx=1,17 My=1,82 Fx=0,79 Fy=-0,26
16/	ELU : COMB312 N=128,05 Mx=1,25 My=1,68 Fx=0,68 Fy=-0,28
17/	ELU : COMB315 N=117,38 Mx=12,54 My=-0,09 Fx=-0,08 Fy=-2,75
18/*	ELU : COMB1 N=10,35 My=0,00 Fx=0,00
19/*	ELU : COMB2 N=12,99 Mx=0,00 My=1,74 Fx=0,75 Fy=0,00
20/*	ELU : COMB5 N=12,10 Mx=-0,76 My=-0,04 Fx=-0,02 Fy=0,17
21/*	ELU : COMB70 N=12,13 Mx=-0,36 My=-0,01 Fx=-0,01 Fy=0,08
22/*	ELU : COMB75 N=11,75 Mx=-0,29 My=-0,01 Fx=-0,01 Fy=0,07
23/*	ELU : COMB87 N=10,72 Mx=0,18 My=1,78 Fx=0,76 Fy=-0,04
24/*	ELU : COMB147 N=0,24 Mx=0,45 My=1,86 Fx=0,82 Fy=-0,10
25/*	ELU : COMB150 N=0,44 Mx=1,51 My=0,07 Fx=0,05 Fy=-0,32
26/*	ELU : COMB155 N=-0,03 Mx=1,70 My=0,08 Fx=0,05 Fy=-0,36
27/*	ELU : COMB162 N=-0,77 Mx=0,52 My=1,87 Fx=0,84 Fy=-0,11
28/*	ELU : COMB167 N=-0,73 Mx=0,55 My=1,88 Fx=0,84 Fy=-0,12
29/*	ELU : COMB190 N=1,97 Mx=3,34 My=0,10 Fx=0,08 Fy=-0,72
30/*	ELU : COMB195 N=3,25 Mx=3,63 My=0,10 Fx=0,08 Fy=-0,78
31/*	ELU : COMB207 N=10,00 Mx=0,83 My=1,89 Fx=0,85 Fy=-0,18
32/*	ELU : COMB257 N=56,03 Mx=1,17 My=1,82 Fx=0,79 Fy=-0,26
33/*	ELU : COMB312 N=128,05 Mx=1,25 My=1,68 Fx=0,68 Fy=-0,28
34/*	ELU : COMB315 N=117,38 Mx=12,54 My=-0,09 Fx=-0,08 Fy=-2,75

6.2. DISEÑO GEOTÉCNICO

6.2.1. HIPÓTESIS

Coeficiente de reducción de la cohesión: 0,00

Cimentación prefabricada lisa 6.5.3(10)

Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y

Enfoque de cálculo : 1

A1+M1+R1

$g_f' = 1,00$

$g_c' = 1,00$

$g_{cu} = 1,00$

$g_{qu} = 1,00$

$g_g = 1,00$

$g_{R,v} = 1,00$

$g_{R,h} = 1,00$

A2+M2+R1

$g_f' = 1,25$

$g_c' = 1,25$

$g_{cu} = 1,40$

$g_{qu} = 1,40$

$g_g = 1,00$

$g_{R,v} = 1,00$

$g_{R,h} = 1,00$

6.2.2. SUELO

Nivel del suelo: $N_1 = 0,00$ (m)

Nivel max. de la cimentación: $N_a = 0,00$ (m)

Nivel del fondo del excavado: $N_f = -0,50$ (m)

Grava gruesa:

- Nivel del suelo: 0.00 (m)
- Peso volumétrico: 1937.46 (kg/m³)
- Densidad del sólido: 2702.25 (kg/m³)
- Angulo de rozamiento interno: 38.0 (Deg)
- Cohesión: 0.00 (MPa)

6.2.3. ESTADOS LÍMITE

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante: **ELU : COMB312 N=128,05 Mx=1,25 My=1,68 Fx=0,68 Fy=-0,28**

Coeficientes de carga: **1.35** * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 36,73 (kN)

Carga de diseño: Nr = 164,78 (kN) Mx = -22,83 (kN*m) My = 2,32 (kN*m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

Excentricidad de la carga:

|eB| = 0,14 (m) |eL| = 0,01 (m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación:

B' = B - 2 |eB| = 0,92 (m)

L' = L - 2 |eL| = 0,97 (m)

qu = 0,30 (MPa)

ple* = 0,29 (MPa)

De = Dmin - d = 0,93 (m)

kp = 1,00

q'0 = 0,02 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'0 = 0,30 (MPa)

Tensión en el suelo: qref = 0,24 (MPa)

Coeficiente de seguridad: qlim / qref = 1.243 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU

Combinación dimensionante: **ELU : COMB312 N=128,05 Mx=1,25 My=1,68 Fx=0,68 Fy=-0,28**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto: s = 0,14

slim = 0,17

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : COMB162 N=-0,77 Mx=0,52 My=1,87 Fx=0,84 Fy=-0,11**

Coeficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 27,21$ (kN)

Carga de diseño: $Nr = 26,44$ (kN) $Mx = 0,76$ (kN*m) $My = 2,65$ (kN*m)

Dimensiones equivalentes de la cimentación: $A = 1,00$ (m); $B = 1,20$ (m)

Superficie de deslizamiento: $1,20$ (m²)

Coefficiente de rozamiento cimentación - suelo: $\tan(\delta) = 0,47$

Cohesión: $c_u = 0,00$ (MPa)

Presión del suelo considerada:

$H_x = 0,84$ (kN) $H_y = -0,11$ (kN)

$P_{px} = -27,26$ (kN) $P_{py} = 17,25$ (kN)

$P_{ax} = 0,80$ (kN) $P_{ay} = -0,98$ (kN)

Valor de la fuerza de deslizamiento $H_d = 0,00$ (kN)

Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:

- en el nivel del asiento: $R_d = 12,52$ (kN)

Estabilidad a deslizamiento: ∞

VuelcoAlrededor del eje OX

Combinación dimensionante: **ELU : COMB195 $N=3,25$ $M_x=3,63$ $M_y=0,10$ $F_x=0,08$ $F_y=-0,78$**

Coefficientes de carga: **1.00 * peso de la cimentación**

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 27,21$ (kN)

Carga de diseño: $Nr = 30,46$ (kN) $M_x = 3,73$ (kN*m) $M_y = 0,18$ (kN*m)

Momento estabilizador: $M_{stab} = 18,87$ (kN*m)

Moment de vuelco: $M_{renv} = 4,36$ (kN*m)

Estabilidad al vuelco: $4.332 > 1$

Alrededor del eje OY

Combinación dimensionante: **ELU : COMB162 $N=-0,77$ $M_x=0,52$ $M_y=1,87$ $F_x=0,84$ $F_y=-0,11$**

Coefficientes de carga: **1.00 * peso de la cimentación**

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 27,21$ (kN)

Carga de diseño: $Nr = 26,44$ (kN) $M_x = 0,76$ (kN*m) $M_y = 2,65$ (kN*m)

Momento estabilizador: $M_{stab} = 13,60$ (kN*m)

Moment de vuelco: $M_{renv} = 3,04$ (kN*m)

Estabilidad al vuelco: $4.481 > 1$

6.3. DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO

6.3.1. HIPÓTESIS

Ambiente: I

6.3.2. ARMADURA TEÓRICA

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : COMB312 N=128,05 Mx=1,25 My=1,68 Fx=0,68 Fy=-0,28

My = 8,16 (kN*m) $A_{sx} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ELU : COMB315 N=117,38 Mx=12,54 My=-0,09 Fx=-0,08 Fy=-2,75

Mx = 15,70 (kN*m) $A_{sy} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$A_s \text{ min} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Armaduras superiores:

ELU : COMB162 N=-0,77 Mx=0,52 My=1,87 Fx=0,84 Fy=-0,11

My = -0,74 (kN*m) $A'_{sx} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

ELU : COMB190 N=1,97 Mx=3,34 My=0,10 Fx=0,08 Fy=-0,72

Mx = -0,34 (kN*m) $A'_{sy} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

$A_s \text{ min} = 8,10 \text{ (cm}^2\text{/m)}$

Fuste:

Armaduras longitudinales

$A = 0,00 \text{ (cm}^2)$ $A_{\text{mín.}} = 0,00 \text{ (cm}^2)$

$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$

$A_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2)$ $A_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2)$

6.3.3. ARMADURA REAL

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

Dirección X:

12 B 500 S 12 $l = 0,96 \text{ (m)}$ $e = 1 * -0,55 + 11 * 0,10$

Dirección Y:

10 B 500 S 12 $l = 1,16 \text{ (m)}$ $e = 1 * -0,45 + 9 * 0,10$

Superiores:

Dirección X:

$$12 \text{ B } 500 \text{ S } 12 \quad l = 0,96 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,55 + 11 \cdot 0,10$$

Dirección Y:

$$10 \text{ B } 500 \text{ S } 12 \quad l = 1,16 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,45 + 9 \cdot 0,10$$

Esperas

Armaduras longitudinales

$$6 \text{ B } 500 \text{ S } 6 \quad l = 1,04 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,00 + 2 \cdot 0,19$$

$$6 \text{ B } 500 \text{ S } 6 \quad l = 1,04 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,10 + 2 \cdot 0,10$$

6.4. CUANTITATIVO

$$\text{Volumen del hormigón} = 1,09 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\text{Superficie de encofrado} = 4,01 \text{ (m}^2\text{)}$$

Acero B 500 S

$$\text{Peso total} = 46,87 \text{ (kG)}$$

$$\text{Densidad} = 43,15 \text{ (kG/m}^3\text{)}$$

$$\text{Diámetro medio} = 9,8 \text{ (mm)}$$

Lista según diámetros:

DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)	NÚMERO DE ELEMENTOS IDÉNTICOS
6	1,04	12
6	1,70	8
12	0,96	24
12	1,16	20

ANEXO V:

APARTADO ELÉCTRICO

ÍNDICE DEL ANEXO V. APARTADO ELÉCTRICO

1.	INTRODUCCIÓN.....	179
2.	ESTADO ACTUAL:	179
2.1.	CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA INSTALACIÓN	179
2.2.	ESQUEMA UNIFILAR.....	179
3.	BALANCE DE POTENCIAS.....	181
3.1.	CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL PUENTE GRÚA	181
3.2.	POTENCIA TOTAL DEMANDADA CON EL PUENTE GRÚA INSTALADO.....	182
4.	MODIFICACIONES	182
4.1.	REUBICACIÓN DEL CUADRO GENERAL	182
4.1.1.	AMPLIACIÓN DEL CUADRO GENERAL.....	183

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anexo es el de la modificación y reubicación del cuadro general eléctrico de la nave, para poder alimentar al puente grúa diseñado.

2. ESTADO ACTUAL:

Durante el desarrollo del presente proyecto, se solicita al cliente el actual informe eléctrico de la nave del que se sacan los siguientes datos relevantes.

2.1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA INSTALACIÓN

En la Tabla 42, se muestran las características técnicas de la instalación, sacados del visado eléctrico proporcionado por el cliente.

Tabla 42. Características técnicas de la instalación.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA INSTALACIÓN		
Potencia Prevista		23 kW
Tensión		380/220 V
ICP		50 A
Interruptor diferencial	Intensidad	63/40 A
Secciones:	Línea gral. Alimentación	16 mm ²
	Derivación Individual	16 mm ²
Resistencia tierra protección		28 Ω
Pot. Máx. Admisible		26,4 kW
Interruptor general Automático		50A
Sensibilidad		300/30 mA
Resistencia aislamiento (min)		0,5 MΩ

2.2. ESQUEMA UNIFILAR

En la nave se encuentra el “cuadro eléctrico general” y 2 cuadros secundarios. El “cuadro secundario 1” se encarga de la alimentación de las máquinas y el “cuadro secundario 2” únicamente de las tomas auxiliares, ver Figura 56, Figura 57 y Figura 58.

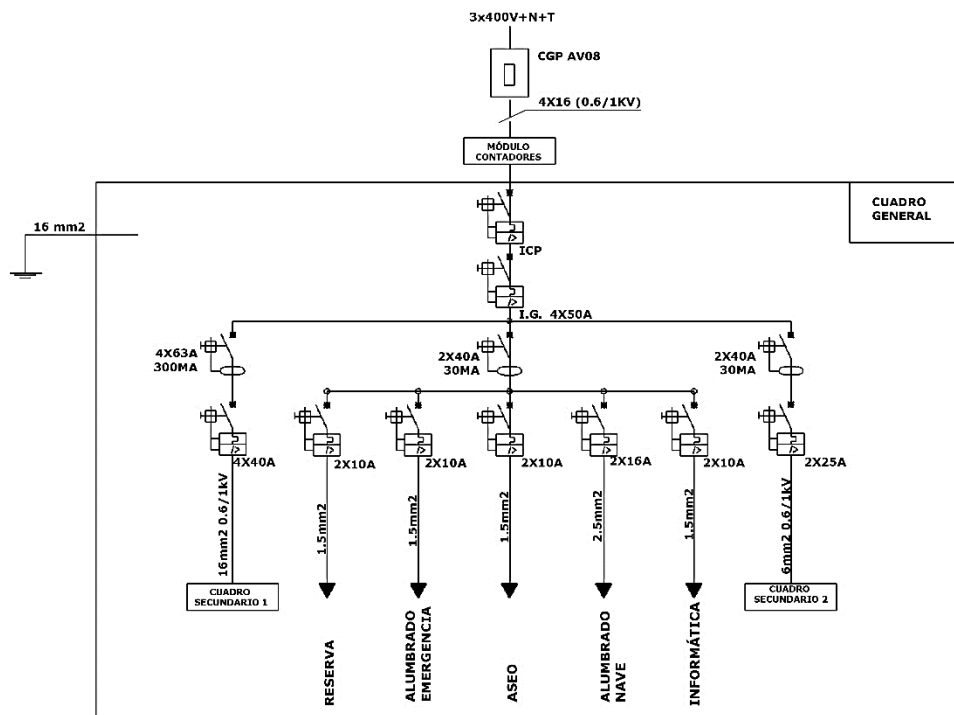


Figura 57. Esquema unifilar del cuadro general.

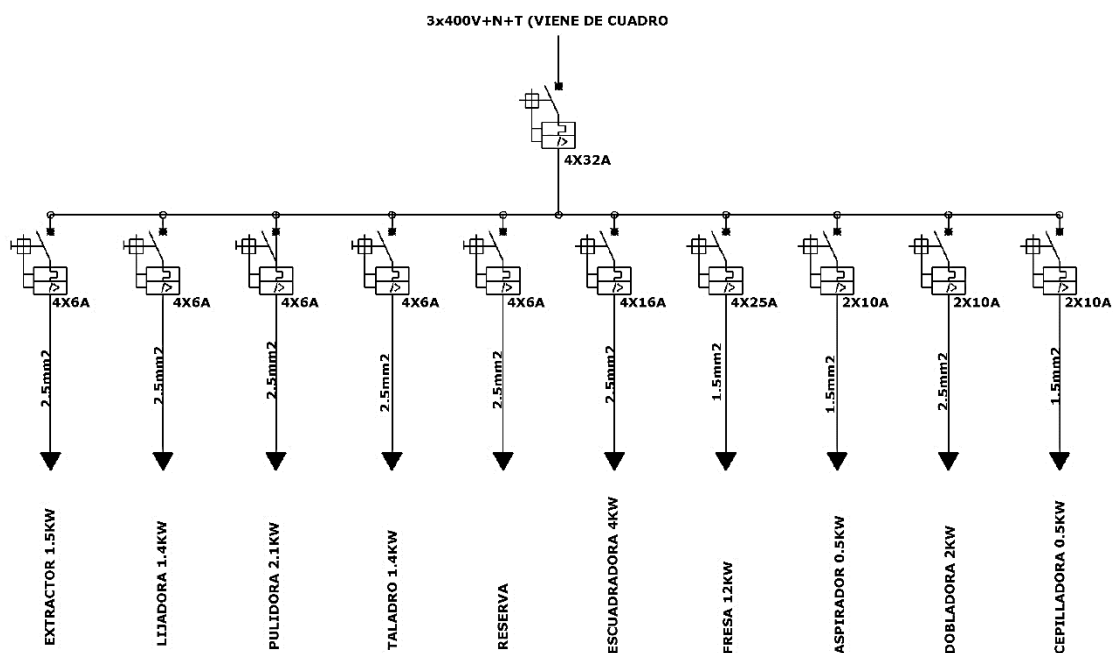


Figura 56. Esquema unifilar del cuadro secundario 1.

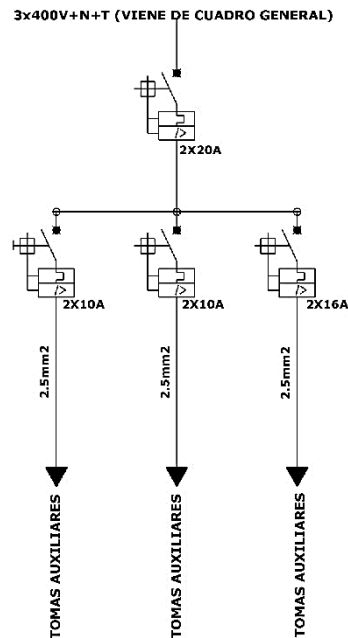


Figura 58. Esquema unifilar del cuadro secundario 2

3. BALANCE DE POTENCIAS

3.1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL PUENTE GRÚA

DISPOSITIVO DE ELEVACIÓN:

Está formado por 2 motores. Uno de ellos se encargará de llevar la carga y el otro de trasladarla transversalmente.

- Potencia del motor de elevación: 9 kW.
- Potencia del motor de traslación: 0,84 kW.

DISPOSITIVO DE AVANCE:

Lo forman dos cabezales que irán equipados con un motor cada uno.

- Potencia total de ambos motores: 1,5 kW.

La potencia total que consumirá el puente grúa será de 12 kW. Teniendo este valor en cuenta y el voltaje de 400v con el que funciona, se puede obtener un valor de intensidad igual a 22 A.

3.2. POTENCIA TOTAL DEMANDADA CON EL PUENTE GRÚA INSTALADO

En la tabla, se declaran el total de las potencias consumidas por las máquinas.

Tabla 43. Potencias de las máquinas.

MÁQUINAS	POTENCIAS
Fresadora	12 kW
Pulidora	2,1 kW
Lijadora	1,4 kW
Extractor	1,5 kW
Escuadradora	4 kW
Taladro	1,4 kW
Aspirador	0,5 kW
Dobladora	2 kW
Cepilladora	0,5 kW
Puente grúa	11,34 kW
TOTAL	36,74 kW

Al tratarse de una nave pequeña y de una empresa con tan sólo dos operarios, se puede aplicar un coeficiente de simultaneidad igual al 60%, por lo que la potencia demandada será de 22 kW.

Atendiendo a la Tabla 43, si se trabajara con la fresadora y a la vez con el puente grúa, se sobrepasarían los 22 kW por lo que se deberá contratar el límite de potencia siguiente a 22 kW.

4. MODIFICACIONES

4.1. REUBICACIÓN DEL CUADRO GENERAL

Actualmente, el cuadro general está ubicado en la zona marcada de la Figura 59. Al instalar el puente grúa, su primera columna interferirá con este cuadro por lo que, se reubicará a la zona marcada en verde, ver Figura 59. Se garantizará una distancia de al menos 1500 mm del lavabo para evitar cualquier contacto húmedo que pueda derivarse de su uso.

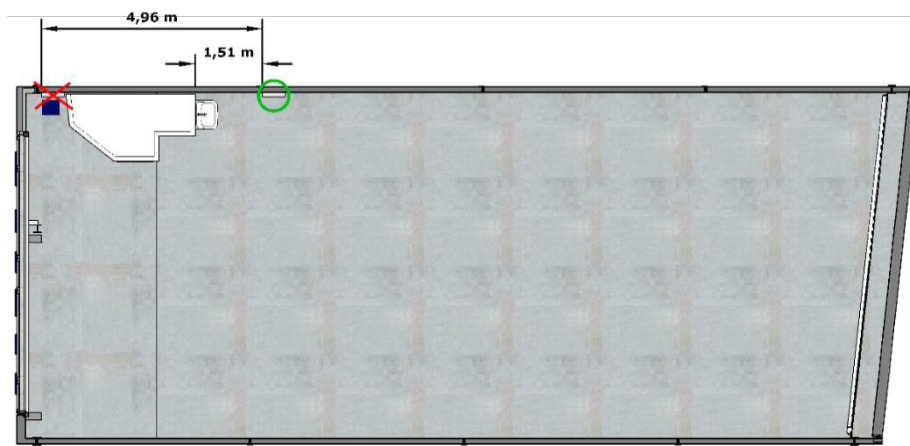


Figura 59. Reubicación del cuadro general.

4.1.1. AMPLIACIÓN DEL CUADRO GENERAL

Se aprovechará la reubicación del cuadro general para sustituirlo por uno más grande, donde se pueda instalar el circuito de alimentación del puente grúa. En la Figura 60, se muestra la ampliación del cuadro general con ese nuevo ramal para el puente grúa.

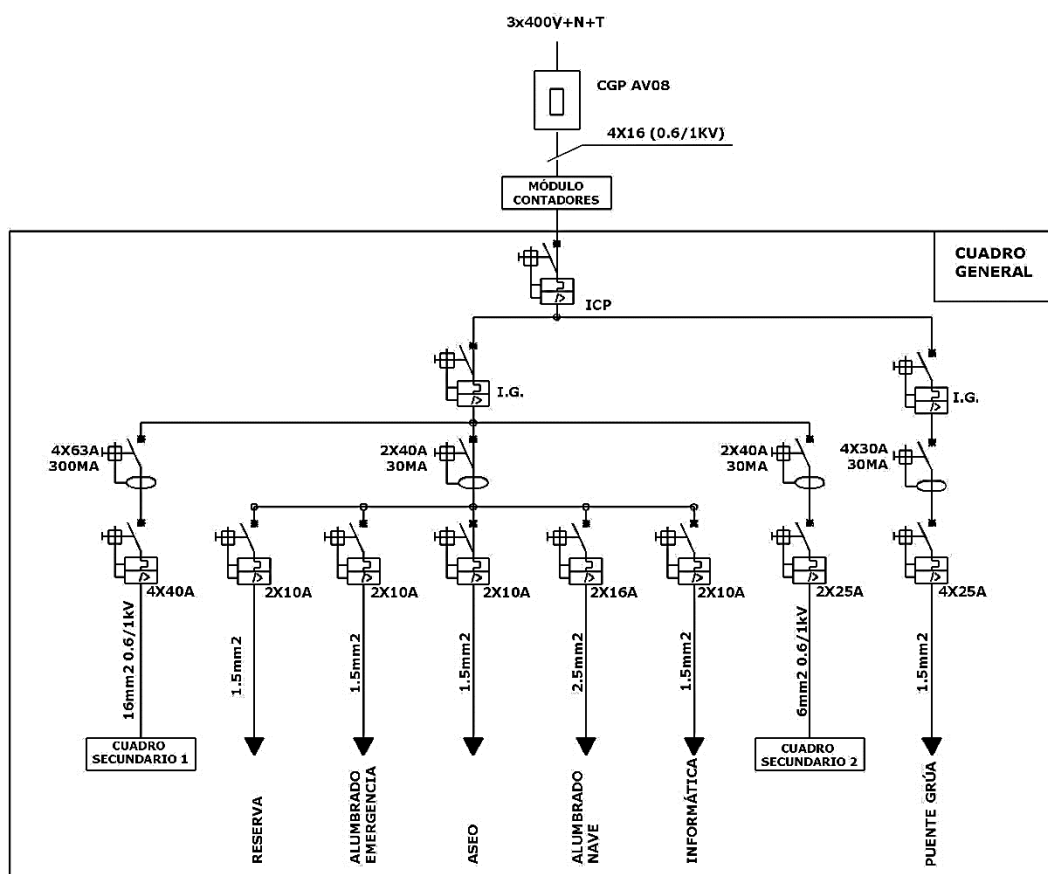


Figura 60. Esquema unifilar del cuadro general modificado.

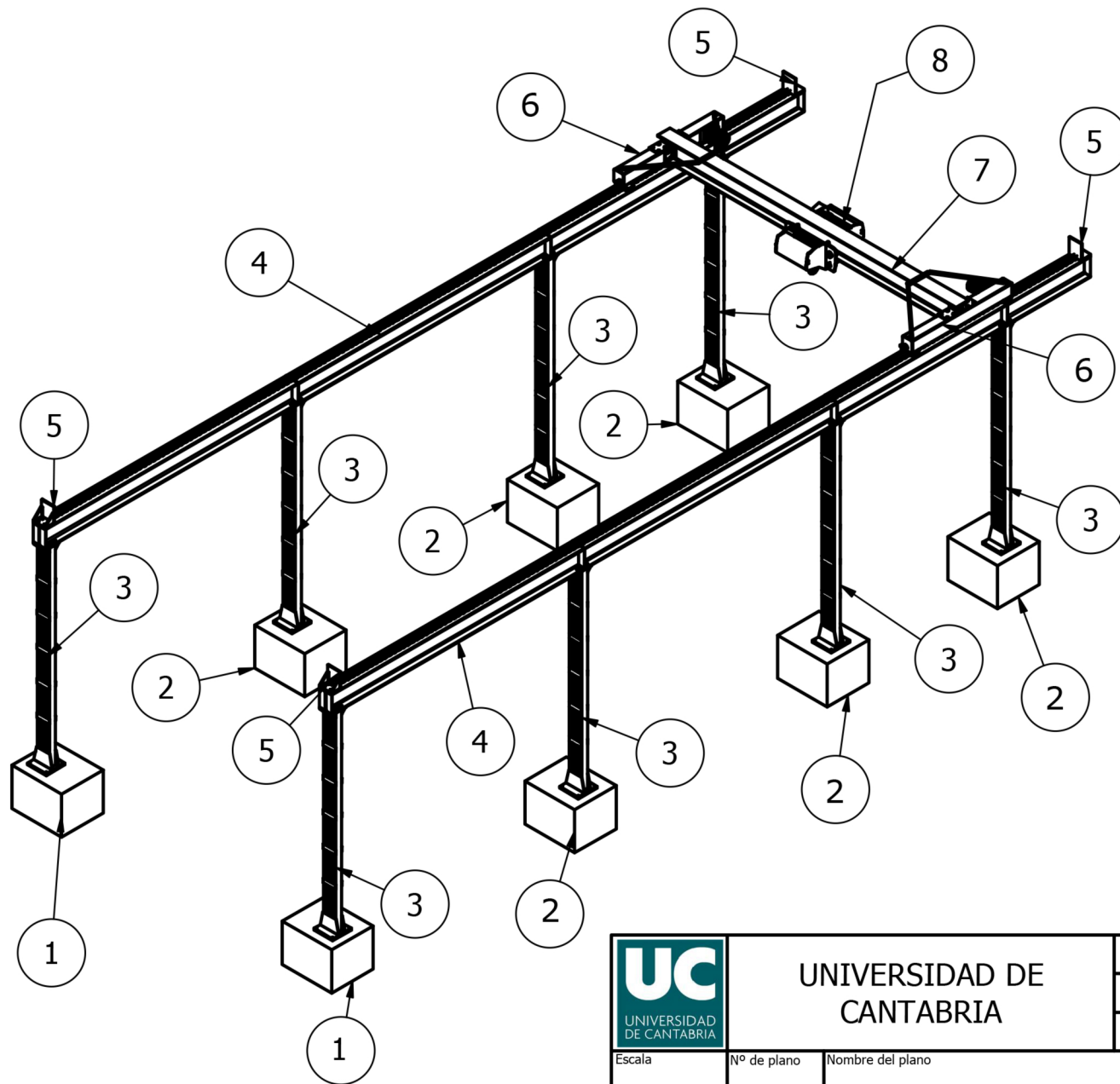
El nuevo ramal deberá de ser diseñado para una intensidad mínima de 22 A, como se vio en el apartado 3.1, por lo que deberá de equipar con un magnetotérmico de 25 A como se muestra en la Figura 60 y con cuatro cables de sección igual a $1,5 \text{ mm}^2$.

DOCUMENTO III


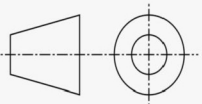
PLANOS

ÍNDICE DEL DOCUMENTO III. PLANOS

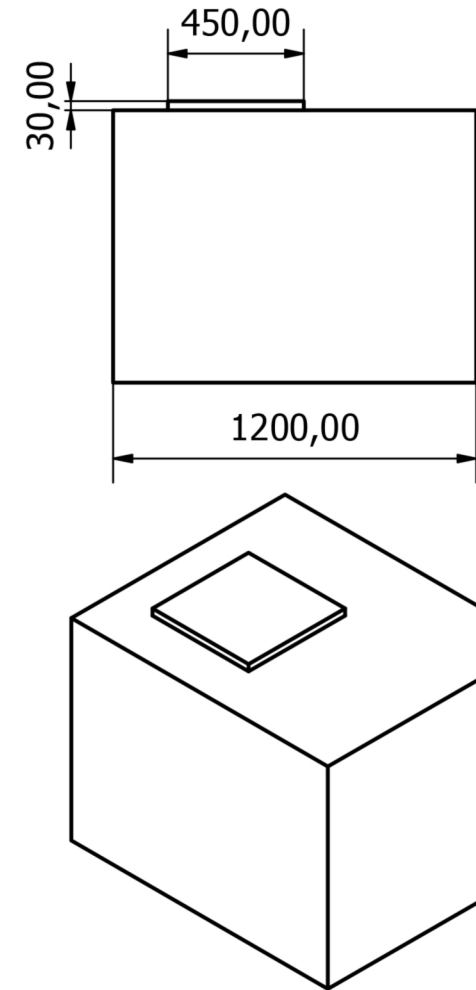
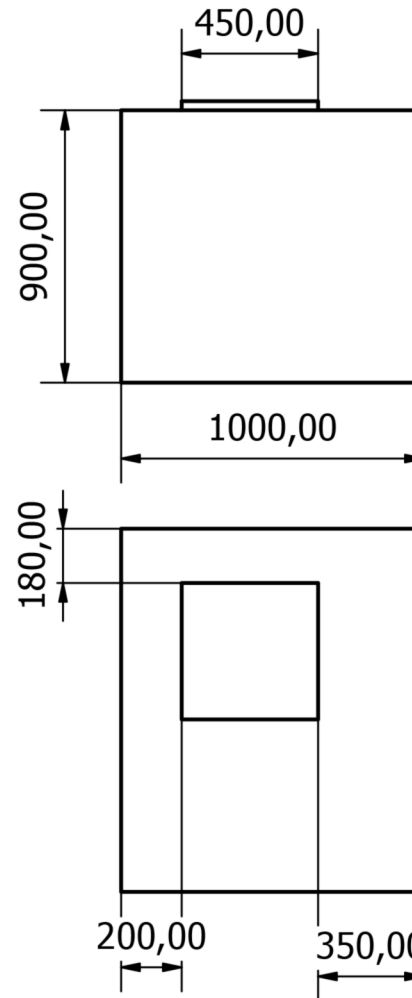
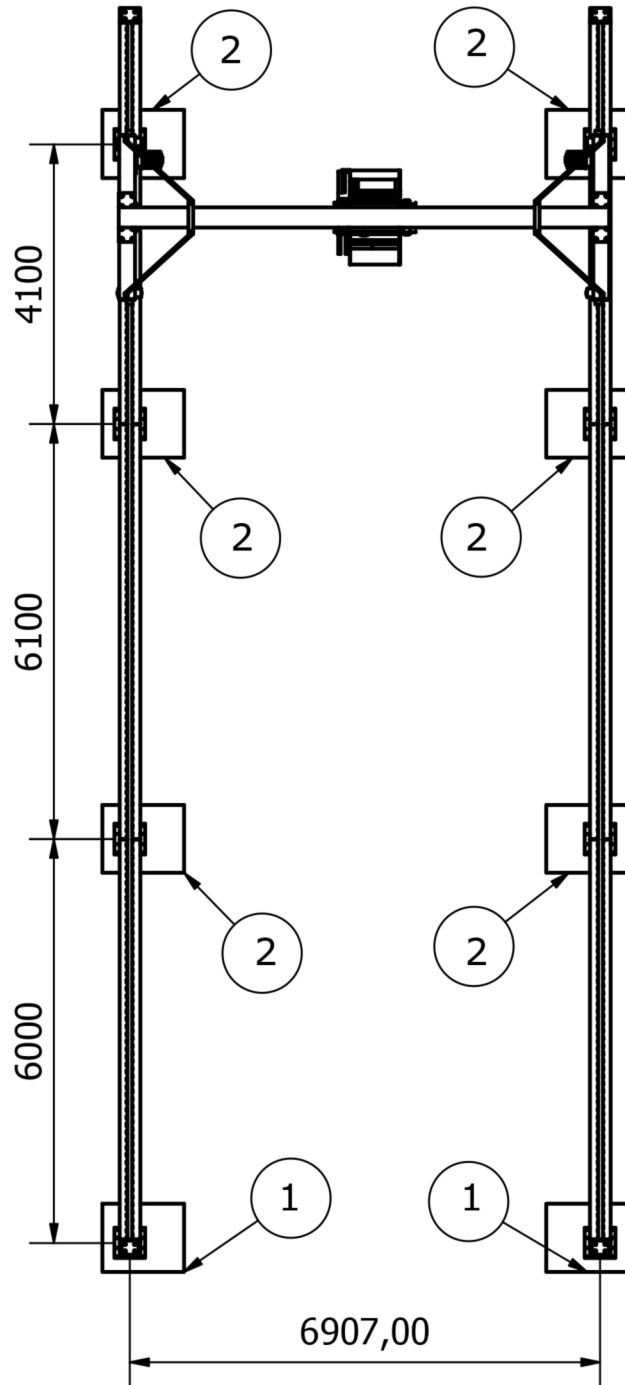
1.	PUENTE GRÚA	5
1.1.	ZAPATA ESQUINA	6
1.2.	ZAPATAS PARED	7
1.3.	POSTES	8
1.4.	VIGA CARRIL	9
1.5.	VIGA PUENTE	10
1.6.	TOPES DE LA VIGA CARRIL.....	11
2.	UNIONES	12
2.1.	UNIÓN ZAPATA – POSTE	12
2.2.	UNIÓN POSTE – VIGA CARRIL.....	13
2.3.	UNIÓN VIGA PUENTE – TESTERO	14
3.	UBICACIÓN DE LAS ZAPATAS	15


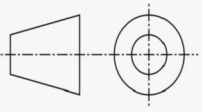


15	4	TUER. ANSI B 18.2.4.1 M - M10 x 1,5 PIEZA	Tuerca hexagonal
14	4	PERN. ANSI B18.2.3.5M - M10 x 1,5 x 60	Perno hex
13	8	ARAN. ANSI B18.22M - 10 N	Arandelas métricas planas
12	16	PERN. ANSI B18.2.3.5M - M12 x 1,75 x 50	Perno hex
11	8	TUER. ANSI B 18.2.4.1 M - M12 x 1,75	Tuerca hexagonal
10	8	PERN. ANSI B18.2.3.3M - M12x1,75 x 50	Tornillo hex. grueso (Rosca regular - Métrico)
8	1	POLIPASTO	
9	16	ARAN. ANSI B18.22M - 12 N	Arandelas métricas planas
7	2	TESTERO	
6	1	TOPE	
5	1	VIGA PUENTE	
4	1	VIGA CARRIL	
3	1	POSTES	
2	6	ZAPATA PARED	
1	2	ZAPATA ESQUINA	
ELEMENTO	CTDAD	PIEZA	DESCRIPCIÓN
LISTA DE PIEZAS			

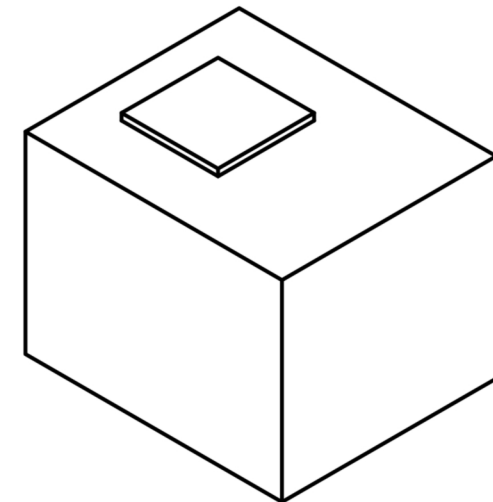
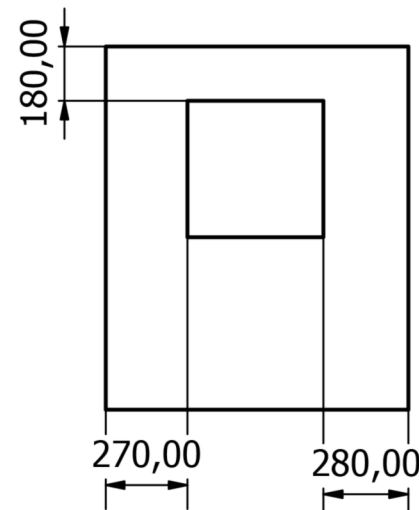
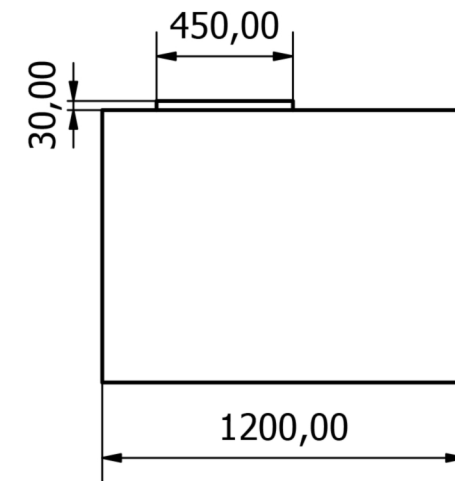
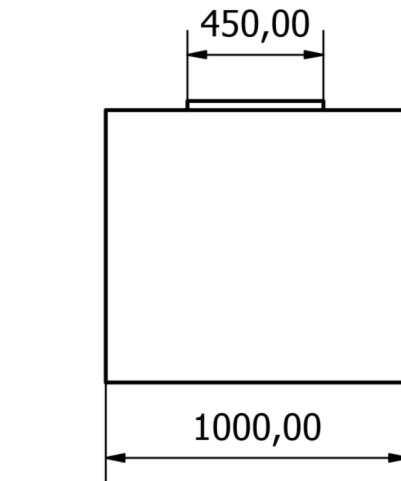
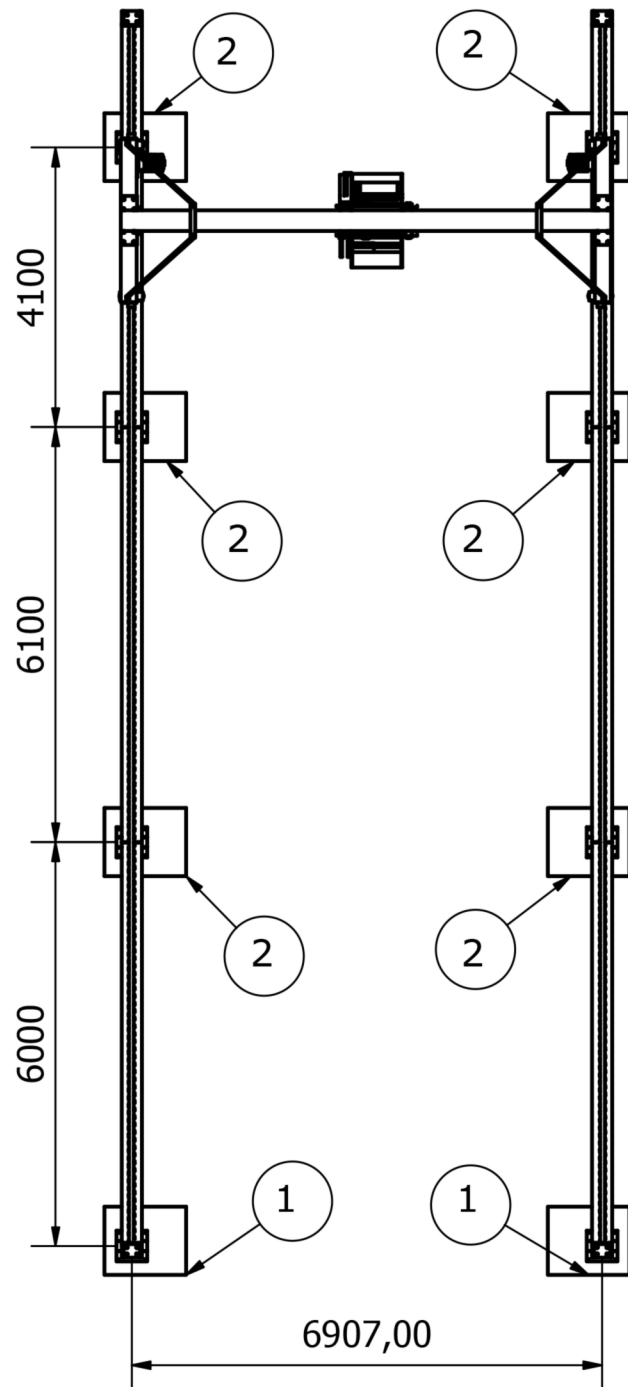
	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		Fecha	Nombre	
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano		Hoja	
1:110	1	PUENTE GRÚA		1 / 1	
				Edición	
				1	


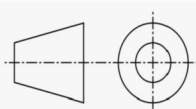
1 ZAPATA DE ESQUINA ESCALA (1:33,3)

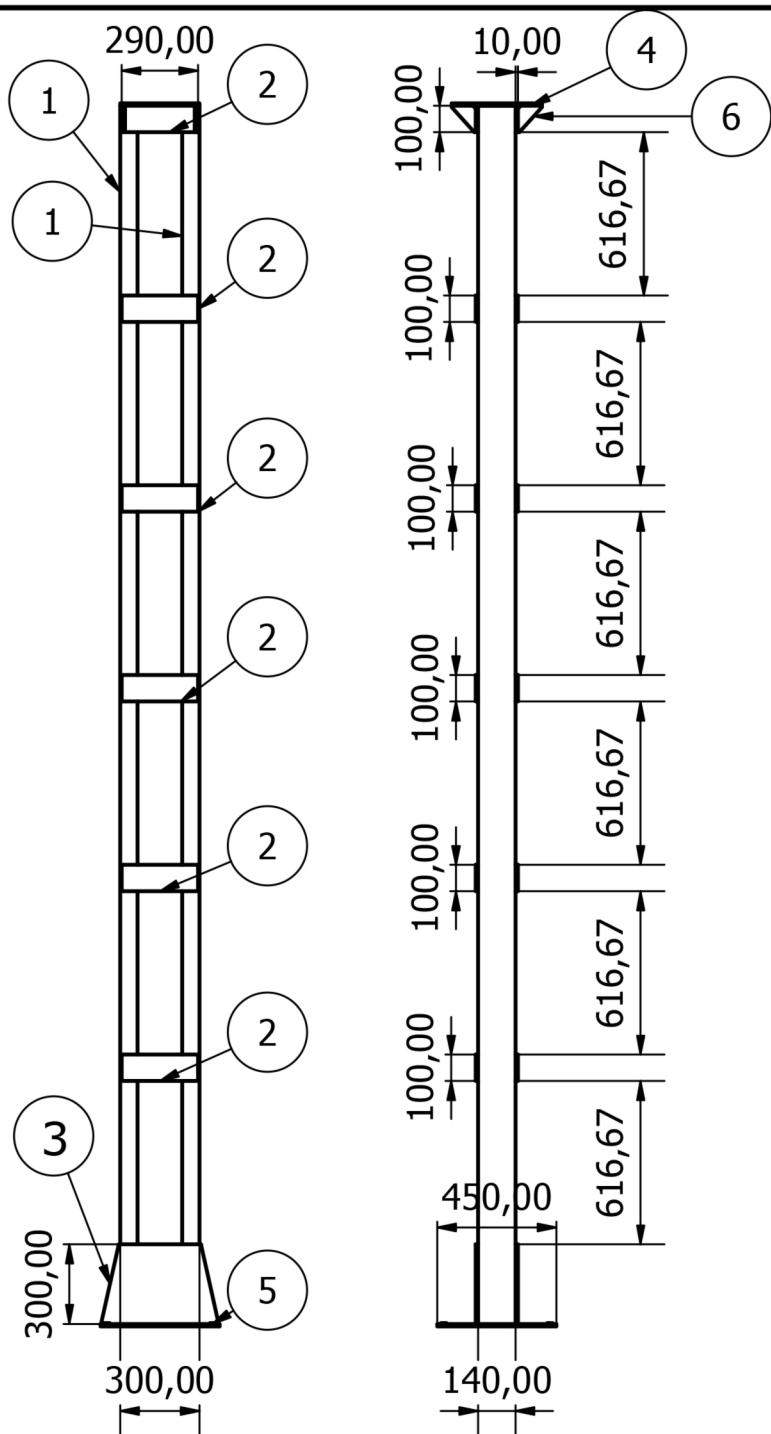


	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		Fecha	Nombre	
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano		Hoja	
1:111	1.1	ZAPATA DE ESQUINA		1 / 1	
				Edición	
				1	

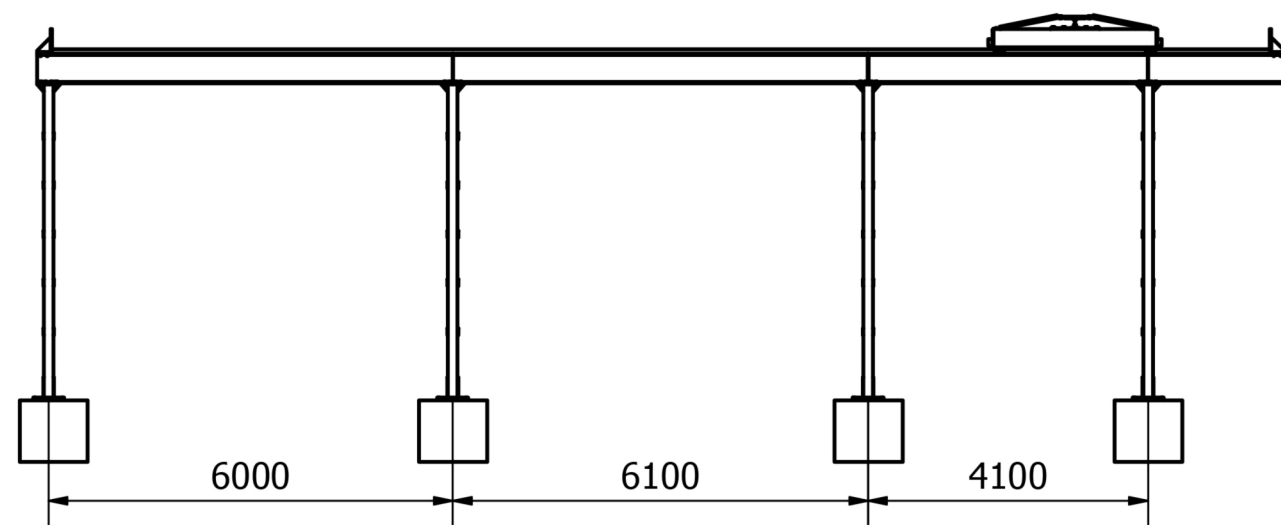
2 ZAPATA DE PARED ESCALA (1:33,3)



 UNIVERSIDAD DE CANTABRIA	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA			Fecha	Nombre
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano	Hoja		
1:111	1.2	ZAPATA DE PARED	1 / 1		
			Edición		
			1		


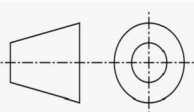


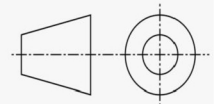
DISTANCIA ENTRE POSTES ESCALA (1:111)

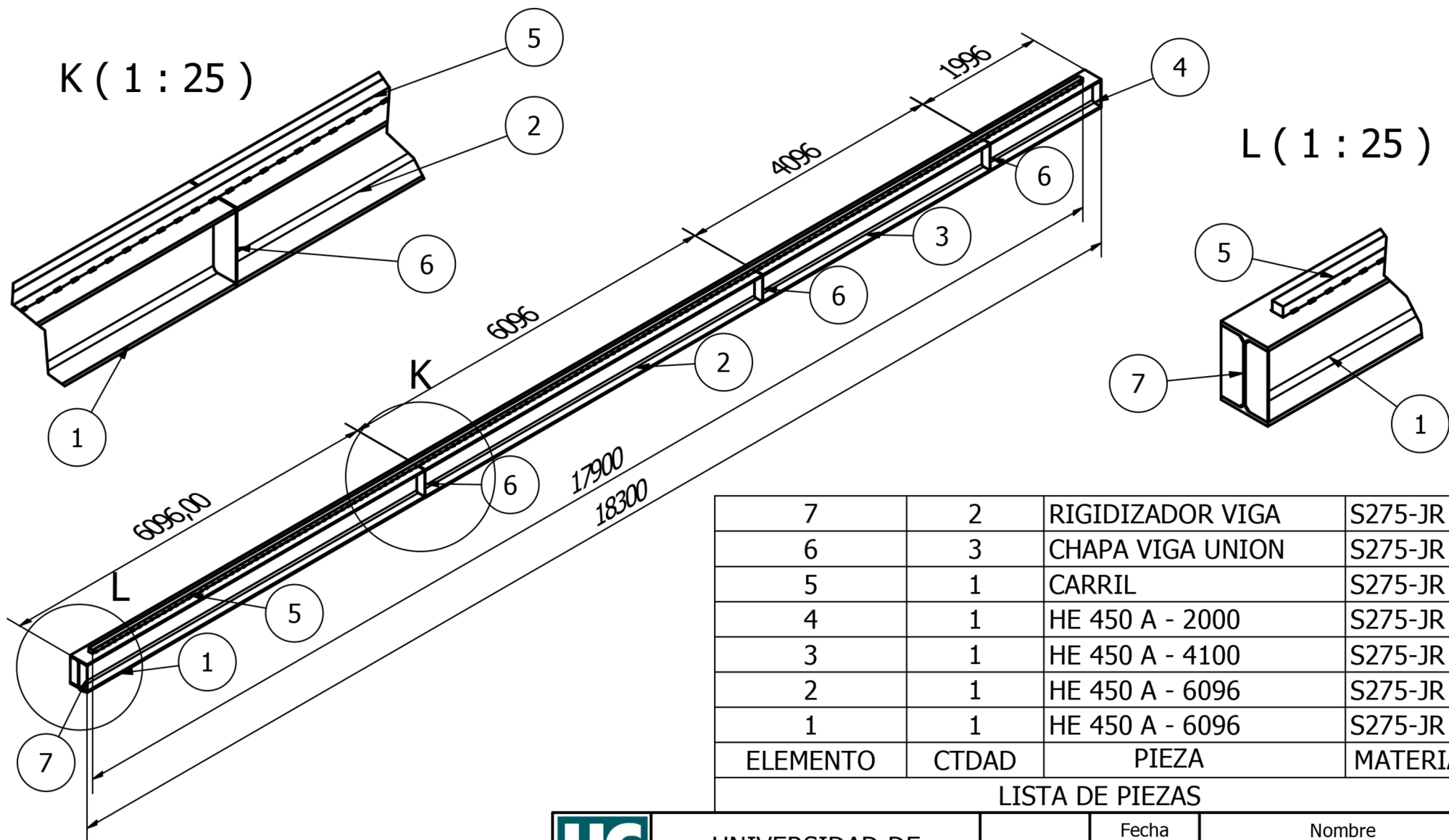


6	4	RIGIDIZADOR POSTE	S275-JR
5	1	PLETINA CIMENTACION	S275-JR
4	1	PLETINA UNION POSTES	S275-JR
3	2	RIGIDIZADOR CIMENTACIÓN	S275-JR
2	12	CHAPA POSTE	S275-JR
1	2	UPE 140	S275-JR
ELEMENTO	CTDAD	PIEZA	MATERIAL

LISTA DE PIEZAS


 UNIVERSIDAD DE CANTABRIA	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA			Fecha	Nombre
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano	Hoja		
1:28,5	1.3	POSTES	1 / 1		
			Edición		
			1		

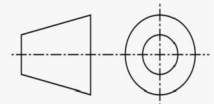


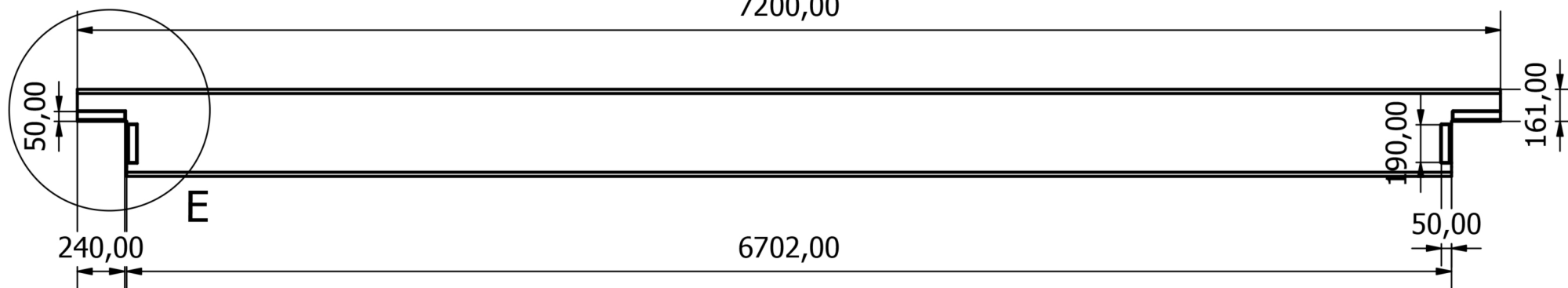


7	2	RIGIDIZADOR VIGA	S275-JR
6	3	CHAPA VIGA UNION	S275-JR
5	1	CARRIL	S275-JR
4	1	HE 450 A - 2000	S275-JR
3	1	HE 450 A - 4100	S275-JR
2	1	HE 450 A - 6096	S275-JR
1	1	HE 450 A - 6096	S275-JR
ELEMENTO	CTDAD	PIEZA	MATERIAL

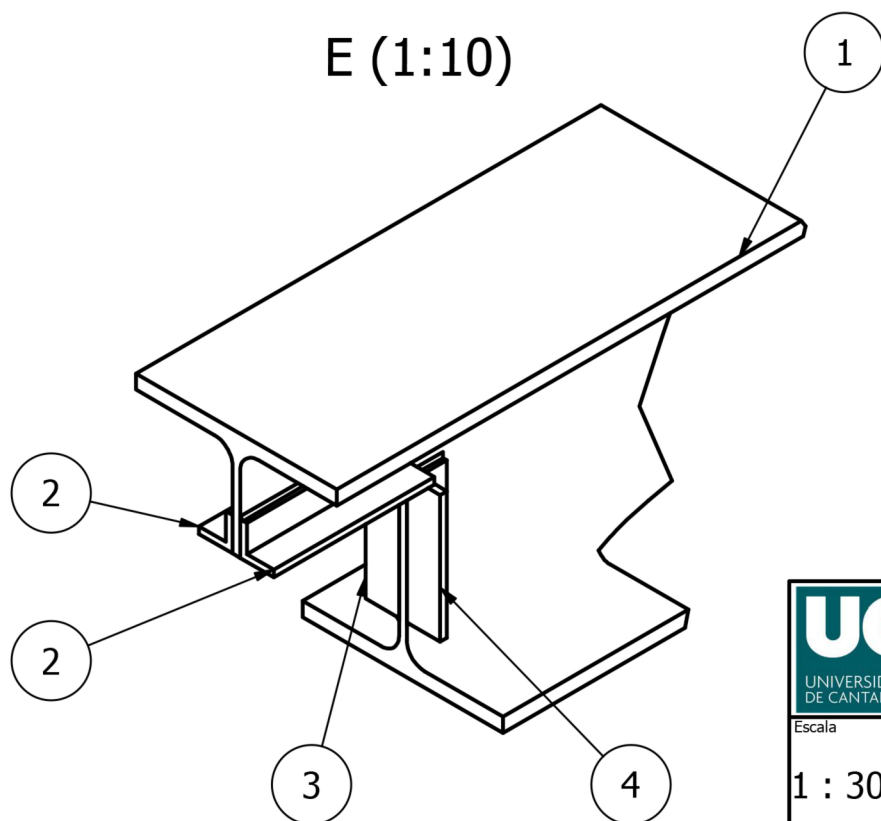
LISTA DE PIEZAS

	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		Fecha	Nombre	
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano		Hoja	
1:70	1.4	VIGA CARRIL		1 / 1	
				Edición	1


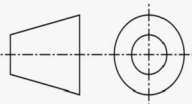


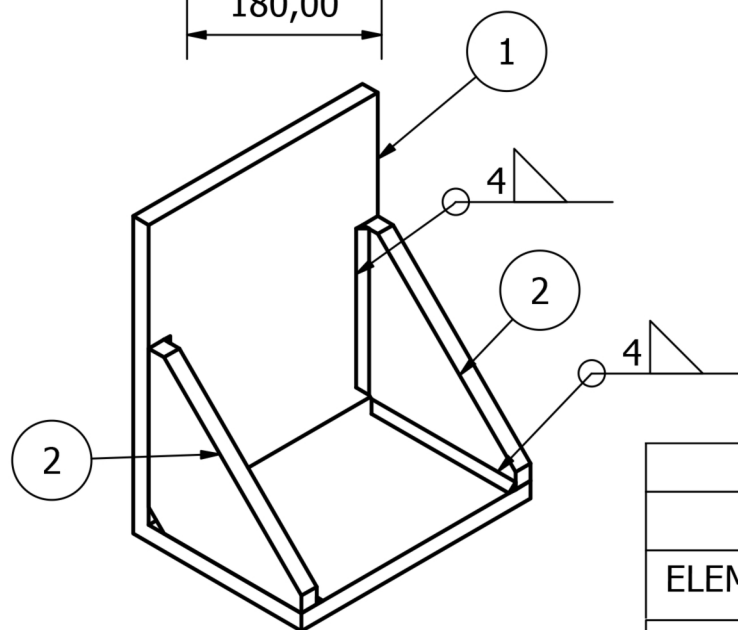
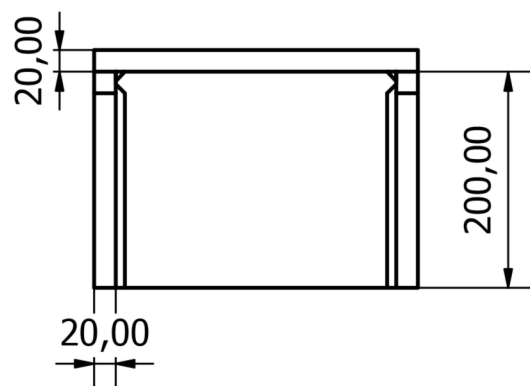
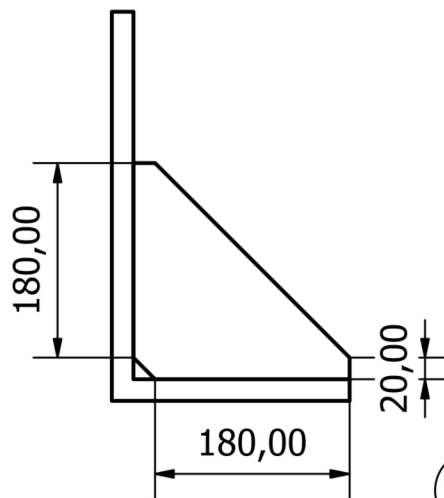
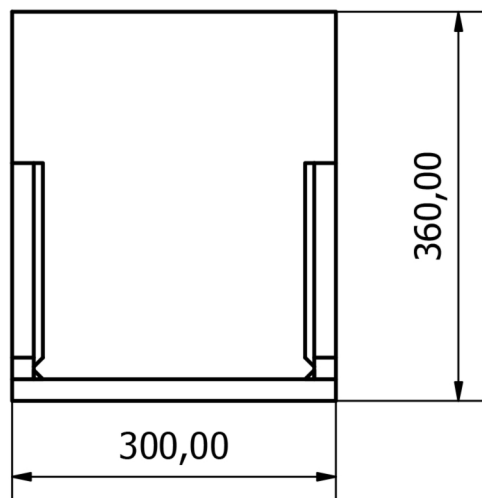


E (1:10)



3	4	ESCUADRA INFERIOR	S275-JR
2	4	ESCUADRA SUPERIOR	S275-JR
1	1	VIGA PUENTE HE450A	S275-JR
ELEMENTO	CTDAD	PIEZA	MATERIAL
LISTA DE PIEZAS			

	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		Fecha	Nombre	
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano		Hoja	
1 : 30	1.5	VIGA PUENTE		1 / 1	
				Edición	
				1	



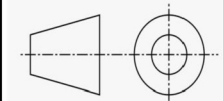
2	2	RIGIDIZADOR	S275-JR
1	1	CHAPA	S275-JR
ELEMENTO	CTDAD	PIEZA	MATERIAL
LISTA DE PIEZAS			

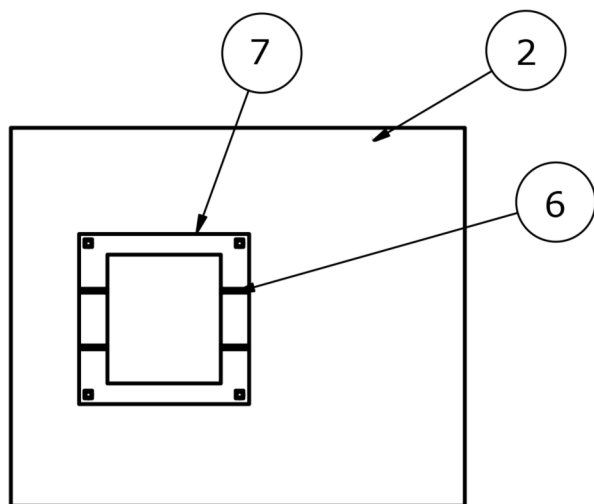
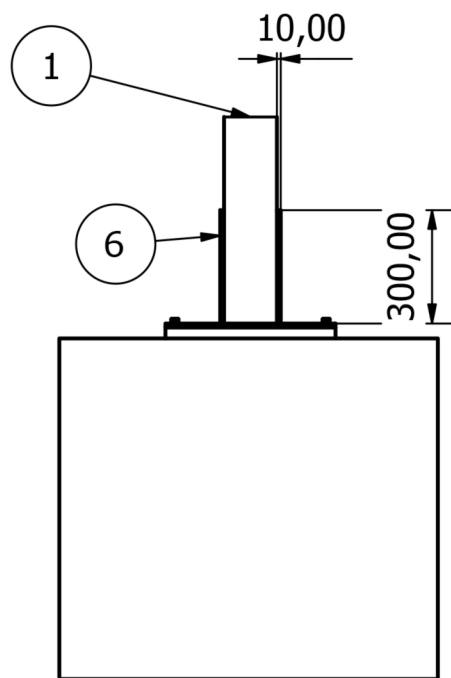
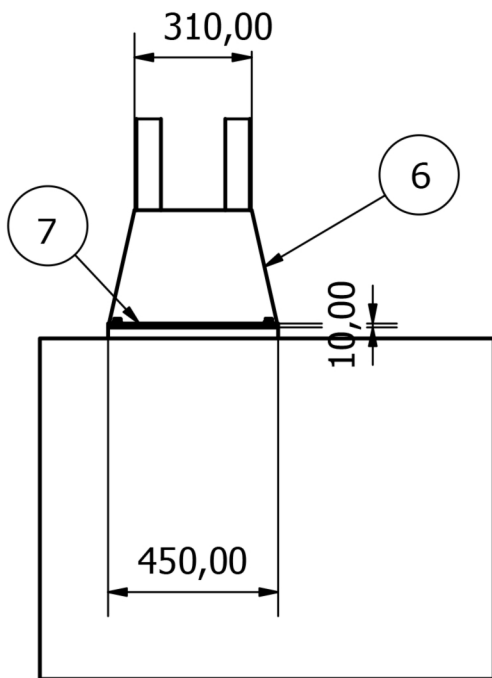


UNIVERSIDAD DE
CANTABRIA


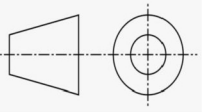
	Fecha	Nombre
Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
Comprobado		

Escala	Nº de plano	Nombre del plano	Hoja	
1 : 7	1.6	TOPES	1 / 1	
			Edición	1

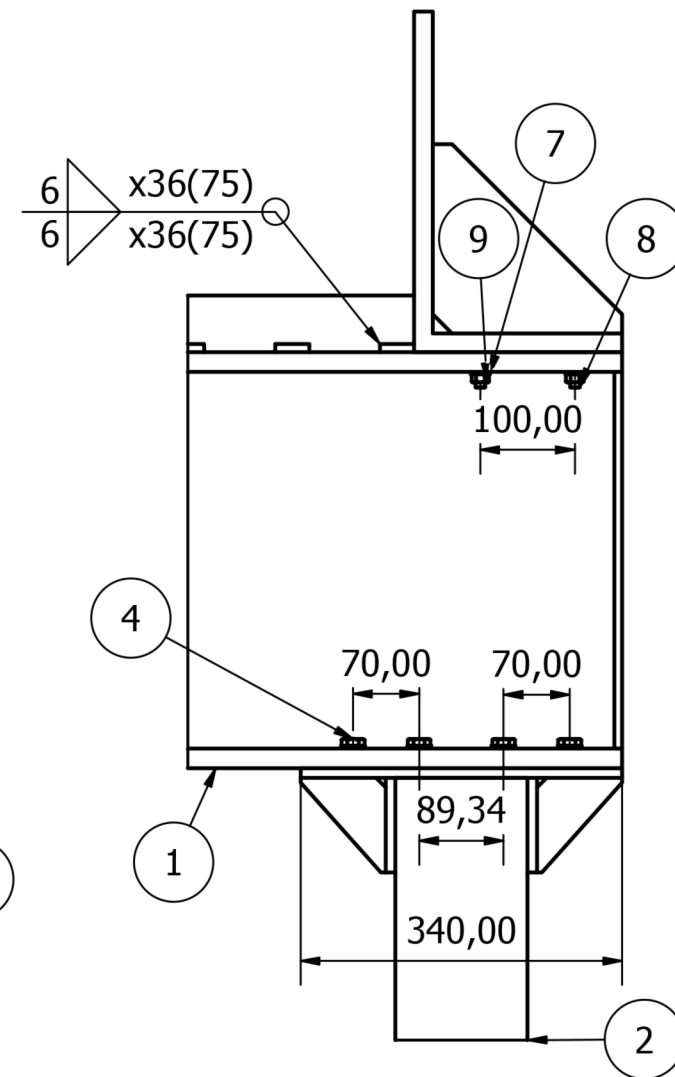
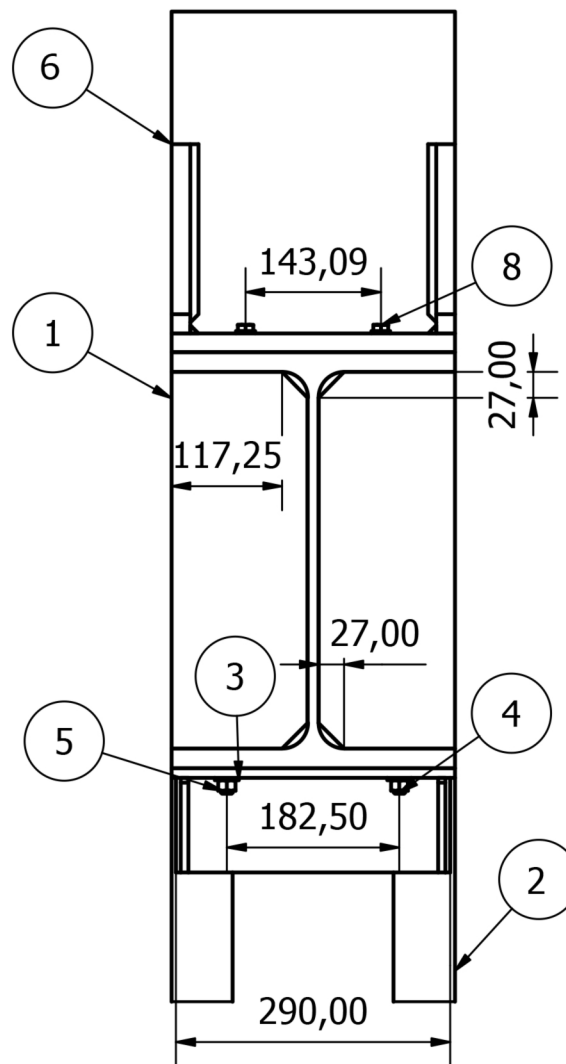




7	1	PLETINA CIMENTACIÓN	
6	1	RIGIDIZADOR CIMENTACIÓN	
5	4	ANSI B 18.2.4.1 M - M10 x 1,5	Tuerca hexagonal
4	4	ANSI B18.2.3.5M - M10 x 1,5 x 30	Perno hex
3	8	ANSI B18.22M - 10 N	Arandelas métricas planas
2	1	ZAPATA PARED	
1	1	POSTES	
ELEMENTO	CTDAD	PIEZA	DESCRIPCIÓN
LISTA DE PIEZAS			

	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		Fecha	Nombre	
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano		Hoja	
1 : 20	2.1	UNIÓN: ZAPATA - POSTE		1 / 1	
				Edición	
				1	

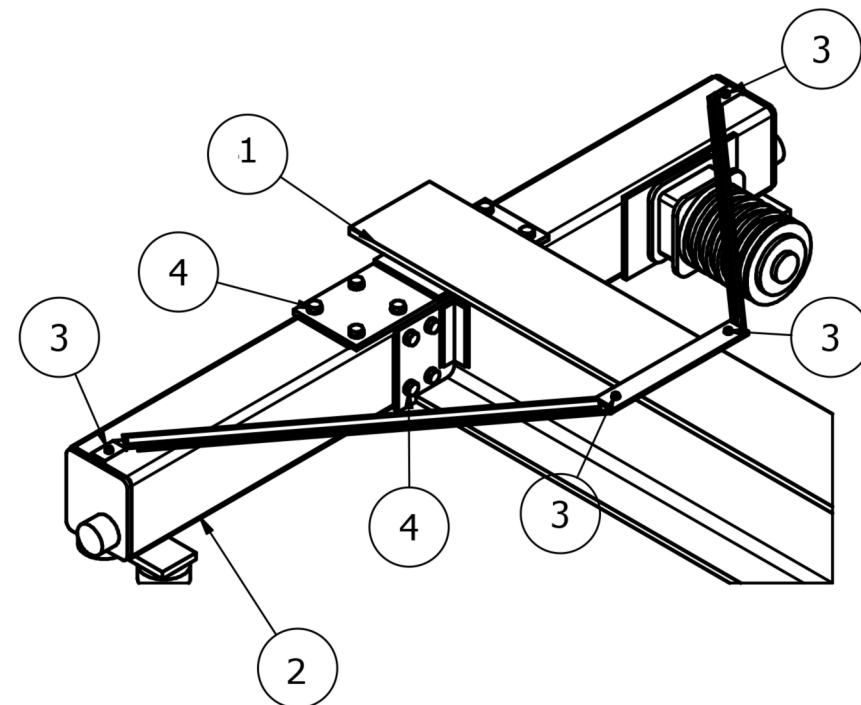
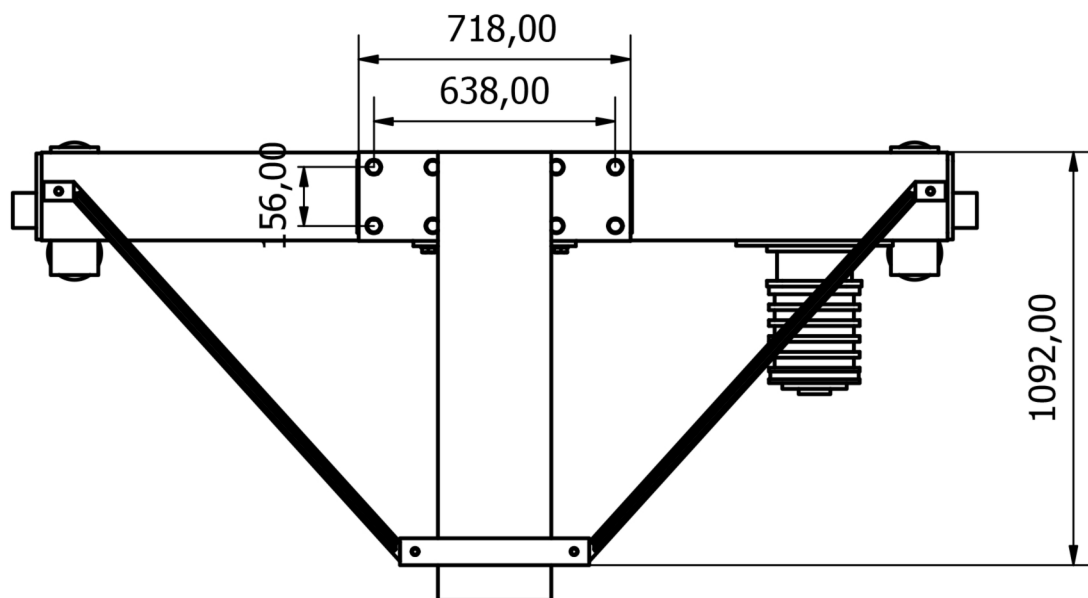
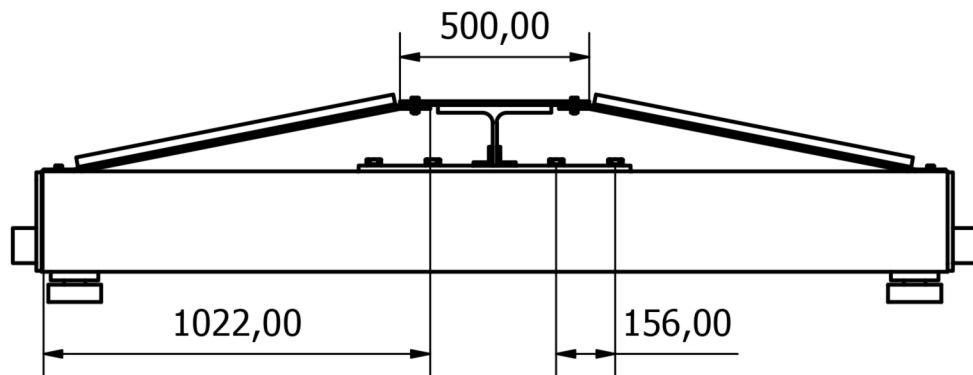
15	4	TUER. ANSI B 18.2.4.1 M - M10 x 1,5
14	4	PERN. ANSI B18.2.3.5M - M10 x 1,5 x 60
13	8	ARAN. ANSI B18.22M - 10 N
11	8	TUER. ANSI B 18.2.4.1 M - M12 x 1,75
10	8	PERN. ANSI B18.2.3.3M - M12x1,75 x 50
9	16	ARAN. ANSI B18.22M - 12 N
6	1	TOPE
4	1	VIGA CARRIL
3	1	POSTES
ELEMENTO	CTDAD	PIEZA
LISTA DE PIEZAS		




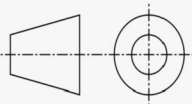
UNIVERSIDAD DE
CANTABRIA

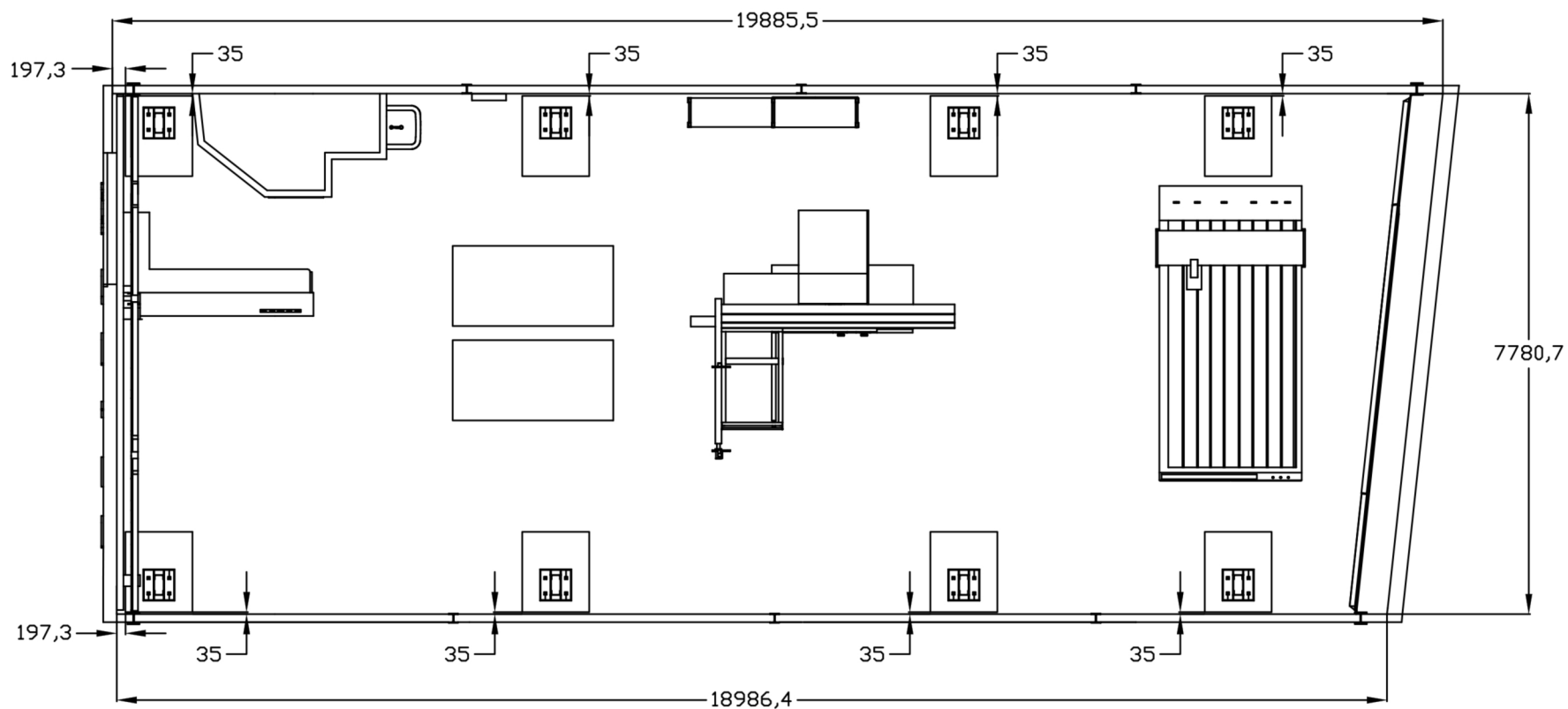
	Fecha	Nombre
Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
Comprobado		


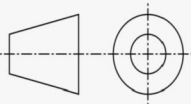
Escala	Nº de plano	Nombre del plano	Hoja	
1 : 8	2.2	UNIÓN: POSTE - VIGA CARRIL, TOPE Y RAÍL	1 / 1	
			Edición	1



5	1	VIGA PUENTE
4	4	ANSI B18.2.3.5M - M12 x 1,75 x 25
3	16	ANSI B18.2.3.5M - M20 x 2,5 x 35
2	1	TESTERO
ELEMENTO	CTDAD	PIEZA
LISTA DE PIEZAS		

	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		Fecha	Nombre	
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano		Hoja	
1 : 20	2.3	UNIÓN: VIGA PUENTE - TESTERO		Edición	
				1	



	UNIVERSIDAD DE CANTABRIA		Fecha	Nombre	
			Dibujado	07/02/2021	RUBÉN FERNÁNDEZ
			Comprobado		
Escala	Nº de plano	Nombre del plano		Hoja	
1:100	3	UBICACIÓN ZAPATAS		Edición	
				1	

DOCUMENTO IV

PLIEGO DE CONDICIONES

ÍNDICE DEL DOCUMENTO IV.

1.	INTRODUCCIÓN.....	5
2.	CLAÚSULAS ADMINISTRATIVAS. PLIEGO GENERAL.....	5
2.1.	NATURALEZA Y OBJETO DEL PLIEGO GENERAL.....	5
2.2.	DOCUMENTACIÓN	5
2.3.	MEDIO AMBIENTE Y SEGURIDAD Y SALUD	5
3.	CONDICIONES TÉCNICAS PARTICULARES. PLIEGO PARTICULAR.....	6
3.1.	ESPECIFICACIONES GENERALES	6
3.2.	CAPACIDAD DE TRABAJO	6
3.3.	REQUISITOS ESPECÍFICOS DE LA MÁQUINA.....	6
3.3.1.	SISTEMA DE CARGA.....	6
3.3.1.1.	DISPOSITIVO DE ELEVACIÓN	6
3.3.1.2.	DISPOSITIVO DE AVANCE	7
3.3.2.	CÓDIGO DE COLORES.....	7
3.3.2.1.	CÓDIGO DE COLORES DEL CABLEADO	7
3.3.2.2.	CÓDIGO DE COLORES PARA LA MÁQUINA.....	8
3.4.	REQUISITOS DE INSTALACIÓN DEL EQUIPO	8
3.4.1.	RESTRICCIONES DE UBICACIÓN	8
3.4.2.	SERVICIOS DISPONIBLES.....	8
3.5.	CONDICIONES PARTICULARES DE SUBCONTRATACIÓN.....	8
3.5.1.	PROCESOS DE SUBCONTRATACIÓN	9
3.5.2.	CONDICIONES.....	9
3.5.2.1.	MATERIALES	9
3.5.3.	RESPONSABILIDAD DE SUMINISTRO	9
3.5.4.	INSPECCIÓN.....	9
3.5.5.	IDENTIFICACIÓN	10
3.5.6.	PENALIZACIONES.....	10

3.5.7. CONDICIONES ECONÓMICAS	10
3.5.7.1. FACTURACIÓN	10
3.5.7.2. FORMAS DE PAGO.....	11

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente documento es establecer las condiciones técnicas, económicas, administrativas, facultativas y legales para que el proyecto pueda materializarse en las condiciones específicas, evitando posibles interpretaciones diferentes a las deseadas.

2. CLAÚSULAS ADMINISTRATIVAS. PLIEGO GENERAL

2.1. NATURALEZA Y OBJETO DEL PLIEGO GENERAL

En la ejecución del presente proyecto se seguirá indicaciones de la Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación (B.O.E. 266 de 06/11/1999 Texto consolidado) que regulan la ejecución del proyecto fijando los niveles técnicos y de calidad exigibles, precisando las intervenciones correspondientes, según el contrato y con arreglo a la legislación aplicable, al Promotor o dueño de la obra, al Contratista o constructor de la misma, sus técnicos y encargados, al Ingeniero y al Aparejador o Arquitecto Técnico y a los laboratorios y entidades de Control de Calidad, así como las relaciones entre todos ellos y sus correspondientes obligaciones en orden al cumplimiento del contrato de obra.

2.2. DOCUMENTACIÓN

En el contrato se integrarán los siguientes documentos relacionados por orden de prelación en cuanto al valor de sus especificaciones en caso de omisión o aparente contradicción:

- La memoria y los anejos.
- Los planos
- El Pliego de Condiciones particulares.
- El presente Pliego General de Condiciones.
- Las mediciones y presupuestos.

2.3. MEDIO AMBIENTE Y SEGURIDAD Y SALUD

El equipo cumplirá todas las regulaciones estatales, autonómicas y locales que rigen la protección de la salud y seguridad del empleado, así como las medidas de control de la contaminación necesarias para proporcionar la protección ambiental del entorno.

3. CONDICIONES TÉCNICAS PARTICULARES. PLIEGO PARTICULAR.

3.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

El puente grúa diseñado, facilitará las labores de carga, descarga, almacenaje y montaje de una empresa de manufacturas.

Esta máquina está diseñada para levantar cargas de hasta 10 toneladas y trasladarlas dentro de su área de trabajo de 17x7 m².

3.2. CAPACIDAD DE TRABAJO

La máquina ha de ser capaz de funcionar durante 8 horas al día y 5 días a la semana, realizando tareas diversas y levantando, regularmente, cargas muy inferiores a su carga nominal.

3.3. REQUISITOS ESPECÍFICOS DE LA MÁQUINA

Las características del puente grúa son:

- Carga nominal: 10000 kg
- Velocidad de izado: 0,014 – 0,134 m/s
- Altura de izado: 4400 mm
- Velocidad de traslación: 0,034-0,334 m/s
- Velocidad de avance: 0,4 m/s
- Potencia consumida: 12 kW

3.3.1. SISTEMA DE CARGA

3.3.1.1. DISPOSITIVO DE ELEVACIÓN

El polipasto escogido cuenta con un número de ramales 4/1 y con un recorrido de gancho de hasta 6000 mm.

El operario podrá accionar manualmente los movimientos: ascendente, descendente y desplazamiento, tanto longitudinal como transversal. Además, el polipasto cuenta con diferentes modos de velocidad:

- De precisión: se usará cuando se inicie la elevación y al final del descenso.
- Cargado por debajo del 25% de la carga nominal: 0,14 m/s.
- Cargado por encima del 25% de la carga nominal: 0,08 m/s.

A parte de lo mencionado anteriormente, el polipasto irá provisto de:

- Mandos por medio de botonera de pulsadores desplazable a lo largo del puente e independientemente del carro polipasto.
- Limitador de carga electrónico tipo "CoreBox".
- Temporizaciones para elevación.
- Variador en elevación (Encoder para detección de deslizamiento de carga).
- Variador en carro (Principal).
- Final de carrera parada total (En el carro).

3.3.1.2. DISPOSITIVO DE AVANCE

Los testers o cabezales contarán con las siguientes características:

- Fabricación de estructura de tubo estructural ASTM A500 para una mayor dureza, rigidez y compactación.
- Fricción de rueda reducida debido a los rodillos guía laterales de servicio pesado, que producen un traslado de grúa más suave. Rodillos guía de 3 1/2" -diámetro exterior- (127 mm en 10 T) con ejes de acero fijos.
- Las ruedas son de acero fresadas con piso plano y cada una posee dos rodamientos de bolas con guía profunda, lo que cumple con los criterios L10 de vida útil del rodamiento para las grúas clase C.
- Mandos TEN V sellados, con reductores de engranajes de operación suave.
- El reductor de engranajes está diseñado para una fácil conversión entre las velocidades de 0,2-0,4 m/s.
- Los frenos CC ajustables desde el exterior permiten una desaceleración controlada. Ajustable hasta un 50% del par del motor.
- Protección térmica estándar del motor.
- Las paradas contra caídas y las barridas de riel son estándar.

3.3.2. CÓDIGO DE COLORES

3.3.2.1. CÓDIGO DE COLORES DEL CABLEADO

- Azul: para tensiones de 24VCC o menores.
- Blanco con franja azul: para 0VDC común.
- Negro: tensiones de CA de 240V y 480V.
- Rojo: 120V CA.

- Amarillo: alimentación desde otra fuente externa a la máquina,
- Verde: tierra.
- Blanco: neutro

3.3.2.2. CÓDIGO DE COLORES PARA LA MÁQUINA

- Partes estáticas: azul RAL 5003.
- Partes dinámicas: amarillo RAL 1023.

3.4. REQUISITOS DE INSTALACIÓN DEL EQUIPO

3.4.1. RESTRICCIONES DE UBICACIÓN

La máquina se instalará en una nave existente por lo que sus dimensiones, tanto montada como el volumen de sus componentes durante el montaje, deberán tener en cuenta el espacio disponible que se detalla a continuación:

- Altura libre, del suelo al límite inferior de la viga: 5005 mm.
- Altura mínima hasta cubierta: 6780 mm.
- Puerta de acceso a la nave: 3900 mm de ancho por 4400 mm de alto.
- Luz de la nave: 7780 mm.
- Largo de la nave: 19000 mm.

3.4.2. SERVICIOS DISPONIBLES

En la zona de instalación se dispondrá de:

- Alimentación: 480V 3 fases 50 ciclos.
- Aire comprimido: \approx 6 bar.
- Agua a temperatura ambiente.

3.5. CONDICIONES PARTICULARES DE SUBCONTRATACIÓN

En este apartado se recogen los requisitos exigibles a los productos individuales, o subconjuntos, fabricados por terceros, por necesidades de producción o características especiales, que se incorporan al presente proyecto.

3.5.1. PROCESOS DE SUBCONTRATACIÓN

La subcontratación se realizará a través del departamento de compras a empresas, o personas, previamente homologadas por el departamento técnico.

Detectada la necesidad de subcontratación, el departamento de compras propondrá al departamento técnico los proveedores con los que se haya negociado. El departamento técnico, según su criterio, seleccionará al más adecuado. Simultáneamente, se nombrará por este departamento, al responsable de la subcontratación a efectos de contacto técnico e inspección, en casa del proveedor.

3.5.2. CONDICIONES

3.5.2.1. MATERIALES

Los materiales deberán de cumplir con las características especificadas en el proyecto. Además, sus calidades cumplirán las distintas normas bajo las que estén vigentes que tendrán carácter complementario a este documento.

Aquellos materiales que no cumplen con las condiciones exigidas deberán de ser sustituidos por el suministrador sin coste adicional sin que ello suponga un cambio en el plazo de suministros.

3.5.3. RESPONSABILIDAD DE SUMINISTRO

El suministro debe de llevarse a cabo por parte del suministrador en el plazo establecido por el departamento de compras tras emitirse el pedido oficialmente.

Las posibles modificaciones que puedan surgir, debido a la falta de stock, alteración del diseño e imposibilidad de cumplir con el plazo establecido, se comunicarán por escrito, de modo inmediato, al responsable de la subcontratación del departamento técnico quien, según su criterio, tomará una decisión que deberá comunicar, por escrito, al proveedor y al departamento de compras por si tuviese que modificar los documentos originales o condiciones contractuales.

Las propiedades de los materiales deberán de estar documentadas de forma que, junto con el albarán, el suministrador entregue un documento acreditador de las propiedades exigidas en el pedido.

La garantía de los suministros por parte del suministrador irá desde el momento de la emisión del pedido hasta la entrega del último lote.

3.5.4. INSPECCIÓN

El responsable técnico de la subcontratación podrá visitar las dependencias del subcontratista, previa comunicación y acuerdo de fechas, para proceder a las labores de inspección y, en su caso, aceptación de las piezas, o modificaciones, del suministro. Es responsabilidad del subcontratista facilitar, a este

responsable, los medios de metrología, debidamente homologados, así como los medios humanos, de elevación, etc., necesarios para el correcto desempeño de la labor de inspección.

3.5.5. IDENTIFICACIÓN

La identificación del material cumplirá con los requisitos del pedido. Estará permitida la estampación y el punzonamiento para el marcado, pero no las entalladuras y cicelados.

El uso de estampadoras y troqueles está permitido en aquella zona cuyo estampado respete una separación superior a 5 mm de cualquier borde o pliegue.

3.5.6. PENALIZACIONES

El subcontratista deberá de responder, frente a la empresa y terceros, de todos aquellos daños y/o perjuicios que se produzcan por efecto directo de una deficiencia de calidad del material suministrado, y siempre que se hubiera hecho un buen uso de él.

El plazo de entrega del suministro será improrrogable excepto en los casos indicados en el apartado "Responsabilidad de Suministro", cualquier otro motivo será considerado un incumplimiento al que se aplicará las penalizaciones incluidas en el contrato de suministro.

3.5.7. CONDICIONES ECONÓMICAS

3.5.7.1. FACTURACIÓN

Las facturas serán remitidas en papel, debidamente firmadas y selladas, acompañadas de una copia del, o los, albaranes de entrega, debidamente firmado de recepción, de elementos que se incluyen en ella.

Caso que, previo acuerdo, se opte por el formato digital, las facturas deberán enviarse por el medio previamente acordado con el departamento de administración cumpliendo, el remitente, las siguientes condiciones:

- Se respetará el formato español Factura `e`.
- Se garantizará la autenticidad del origen (identidad) y la integridad de las facturas mediante la firma electrónica que se genera con los certificados electrónicos admitidos.
- Se almacenarán las facturas digitales tal y como fueron enviadas.

En cualquier caso, se respetarán las normas reflejadas en las órdenes: EHA 962/2007 sobre facturación electrónica y Orden PRE 2971/2007 sobre la expedición de facturas cuando el destinatario es la Administración General del Estado, emitidas por la Agencia Tributaria y la Secretaria de Estado de Telecomunicaciones y para la Sociedad de la Información.

3.5.7.2. FORMAS DE PAGO

Tras la conformidad del responsable asignado, se procederá al pago, mediante transferencia bancaria, en el plazo máximo de 60 días, incluido los procesos de aceptación, tramitación, contabilización y pago.

DOCUMENTO V.

MEDICIONES.

ÍNDICE DEL DOCUMENTO V. MEDICIONES

1.	BARRAS.....	5
2.	CHAPAS	5
3.	COMERCIALES	6
4.	TORNILLERÍA	6
5.	CIMENTACIÓN.....	6

1. BARRAS

La Tabla 1 muestra todas las barras que se han empleado para el diseño del puente grúa.

Tabla 1. Mediciones de las barras empleadas en el diseño.

BARRAS						
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	LONGITUD (m)	MATERIAL	PESO (kg/barra)	PESO TOTAL (kg)
1.1	UPE 140	16	4,600	S275 JR	66,7	1067,200
1.2	HEA 450	1	7,200	S275 JR	1008	1008
1.3	HEA 450	4	6,100	S275 JR	854	3416
1.4	HEA 450	2	4,100	S275 JR	574	1148
1.5	HEA 450	2	2	S275 JR	280	560

2. CHAPAS

La Tabla 2 muestra las distintas chapas empleadas en el diseño del puente grúa.

Tabla 2. Mediciones de las chapas empleadas en el diseño.

CHAPAS						
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	LONGITUD (m)	MATERIAL	PESO (kg/barra)	PESO TOTAL (kg)
2.1	Pletina 300x10	16	0,300	S275 JR	7,0650	113,040
2.2	Pletina 100x10	96	0,300	S275 JR	2,355	226,080
2.3	Pletina 340x10	8	0,300	S275 JR	8,007	64,056
2.4	Pletina 440x8	6	0,300	S275 JR	7,850	47,100
2.5	Placa 720x240x10	2		S275 JR	7,850	15,700
2.6	Placa 430x260x10	2		S275 JR	7,850	15,700
2.7	Rigidizador 140x380x8	8		S275 JR	3,140	25,120
2.8	Cartela 140x60x10	32		S275 JR	0,628	20,096
2.9	Chapa 50x10	4	1,300	S275 JR	4,710	18,840
2.10	Chapa 30x10	4	1,250	S275 JR	3,140	12,560
2.11	Chapa 50x10	4	0,640	S275 JR	2,355	9,420
2.12	Chapa 70x10	2	0,500	S275 JR	2,750	5,500
2.13	Escuadra 100x8	8	0,200	S275 JR	1,570	12,560

3. COMERCIALES

En la Tabla 3 se detallan los productos escogidos en catálogo y comprados a diferentes fabricantes.

Tabla 3. Mediciones de los productos comprados.

COMERCIALES			
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PESO TOTAL (kg)
3.1	Polipasto GH	1	691,000
3.2	Testero Harrington	2	482,200

4. TORNILLERÍA

En la Tabla 4 se muestran los componentes de las uniones atornilladas usados en el montaje del puente grúa.

Tabla 4. Mediciones de la tornillería empleada.

TORNILLERÍA					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	MATERIAL	PESO (kg/barra)	PESO TOTAL (kg)
4.1	ANSI B18.22M-20N	96	S275 JR	0,026	2,496
4.2	ANSI B18.2.3.5M-M20X2,5X60	48	S275 JR	0,229	10,992
4.3	ANSI B 18.2.4.1M - M20 x 2,5	48	S275 JR	0,076	3,648
4.4	ANSI B18.22M - 10 N	112	S275 JR	0,004	0,448
4.5	ANSI B18.2.3.5M-M10x1,5x45	56	S275 JR	0,040	2,240
4.6	ANSI B 18.2.4.1 M - M10 x 1,5	56	S275 JR	0,011	0,616

5. CIMENTACIÓN

En la Tabla 5 se detallan los componentes empleados en la cimentación de la estructura.

Tabla 5. Medición de los componentes de la cimentación.

CIMENTACIÓN						
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	LONGITUD (m, m3)	MATERIAL	PESO (kg/barra)	PESO TOTAL (kg)
5.1	Pletina 450x10	8	0,450	S275 JR	15,700	125,600
5.2	Rigidizador 450x300x10	16		S275 JR	3,140	50,240
5.3	Chaveta IPE100	8	0,100	S275 JR	0,810	6,48
5.4	Zapata aislada	8	1,086	HA-30	2716,476	21731,815
5.5	Arm. Long. B500S Ø12	30	0,960	B500S	0,845	25,344
5.6	Arm. Trans. B500S Ø12	30	1,160	B500S	1,021	30,624
5.7	Esperas B500S Ø6	12	1,070	B500S	0,471	5,6496
5.8	Estribos B500S Ø6	5	0,820	B500S	0,361	1,804

DOCUMENTO VI.

PRESUPESTO

ÍNDICE DE DOCUMENTO VI. PRESUPUESTO

1.	COSTE DE LOS MATERIALES	5
1.1.	BARRAS.....	5
1.2.	CHAPAS	5
1.3.	COMERCIALES	6
1.4.	TORNILLERÍA	6
1.5.	ELECTRICIDAD	6
1.6.	CIMENTACIÓN	7
2.	PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	7
3.	PRESUPUESTO EJECUCIÓN POR CONTRATA	7
4.	PRESUPUESTO FINAL.....	8

1. COSTE DE LOS MATERIALES

En este apartado, se dará valor a todos los elementos contabilizados en el “Documento V: Mediciones”.

1.1. BARRAS

En la Tabla 1 se plasman los precios de este apartado.

Tabla 1. Costes de las barras.

BARRAS						
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	LONGITUD (m)	PESO (kg/barra)	COSTE €/UD	COSTE TOTAL (€)
1.1	UPE 140	16	4,60	66,70	130,73	2.091,71
1.2	HEA 450	1	7,20	1.008,00	1.975,68	1.975,68
1.3	HEA 450	4	6,10	854,00	1.673,84	6.695,36
1.4	HEA 450	2	4,10	574,00	1.125,04	2.250,08
1.5	HEA 450	2	2,00	280,00	548,80	1.097,60
TOTAL = 14.110,43 €						

1.2. CHAPAS

En la Tabla 2, se muestran los costes de las chapas empleadas para la construcción del puente grúa.

Tabla 2. Costes de las chapas empleadas.

CHAPAS						
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	LONGITUD (m)	PESO (kg/barra)	COSTE €/UD	COSTE TOTAL (€)
2.1	Pletina 300x10	16	0,30	7,07	13,85	221,56
2.2	Pletina 100x10	96	0,30	2,36	4,62	443,12
2.3	Pletina 340x10	8	0,30	8,01	15,69	125,55
2.4	Pletina 440x8	6	0,30	7,85	15,39	92,32
2.5	Placa 720x240x10	2		7,85	15,39	30,77
2.6	Placa 430x260x10	2		7,85	15,39	30,77
2.7	Rigidizador 140x380x8	8		3,14	6,15	49,24
2.8	Cartela 140x60x10	32		0,63	1,23	39,39
2.9	Chapa 50x10	4	1,30	4,71	9,23	36,93
2.10	Chapa 30x10	4	1,25	3,14	6,15	24,62
2.11	Chapa 50x10	4	0,64	2,36	4,62	18,46
2.12	Chapa 70x10	2	0,50	2,75	5,39	10,78
2.13	Escuadra 100x8	8	0,20	1,57	3,08	24,62
TOTAL = 1.148,11 €						

1.3. COMERCIALES

En la Tabla 3 se reflejan los precios de los componentes comprados a los distintos fabricantes.

Tabla 3. Costes de los productos comerciales.

COMERCIALES					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PESO TOTAL (kg)	COSTE €/UD	COSTE TOTAL (€)
3.1	Polipasto GH	1	691,00	9.538,00	9.538,00
3.2	Testero Harrington	2	482,20	3.825,00	7.650,00
TOTAL = 17.188,00 €					

1.4. TORNILLERÍA

En la Tabla 4, se muestran los costes de la tornillería empleada en las diferentes uniones de la estructura.

Tabla 4. Costes asociados a la tornillería.

TORNILLERÍA					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	MATERIAL	COSTE €/UD	COSTE TOTAL (€)
4.1	ANSI B18.22M-20N	96	S275 JR	0,03	3,07
4.2	ANSI B18.2.3.5M-M20X2,5X60	48	S275 JR	0,27	12,96
4.3	ANSI B 18.2.4.1M - M20 x 2,5	48	S275 JR	0,08	3,84
4.4	ANSI B18.22M - 10 N	112	S275 JR	0,13	14,56 €
4.5	ANSI B18.2.3.5M-M10x1,5x45	56	S275 JR	1,77	99,12
4.6	ANSI B 18.2.4.1 M - M10 x 1,5	56	S275 JR	0,46	25,76
TOTAL = 159,31 €					

1.5. ELECTRICIDAD

En la Tabla 5, se plasman los costes de los componentes eléctricos empleados en la alimentación del puente grúa.

Tabla 5. Costes asociados a la electricidad.

ELECTRICIDAD					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	LONGITUD (m)	COSTE €/UD	COSTE TOTAL (€)
5.1	Cuadro general Eléctrico	1		87,45	87,45
5.20	I.G.	1		42,07	42,07
5.3	Inter. dif. 4x30x30MA	1		37,95	37,95
5.4	Inter. Mag. 4x25A	1		32,10	32,10
5.5	Cable 1.25mm2	12	1,60	8,32	99,84
5.6	Cable 2.5mm2	2	1,60	9,76	19,52
5.7	Cable 16mm2	4	1,60	11,04	44,16
5.8	Cable 6mm2	2	1,60	10,32	20,64
TOTAL = 383,73 €					

1.6. CIMENTACIÓN

En la Tabla 6, se reflejan los costes derivados de la cimentación de los postes de la estructura.

Tabla 6. Costes derivados de la cimentación.

CIMENTACIÓN						
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	LONGITUD (m,m2,m3)	PESO (kg/barra)	COSTE €/UD	COSTE TOTAL (€)
5.1	Pletina 450x10	8	0,45	15,70	30,77	246,18
5.2	Rigidizador 450x300x10	16		3,14	6,15	98,47
5.3	Chaveta IPE100	8	0,10	0,81	1,59	12,70
5.4	Zapata aislada	8	1,09	2.716,48	95,08	760,61
5.5	Arm. Long. B500S Ø12	30	0,96	0,84	1,16	34,82
5.6	Arm. Trans. B500S Ø12	30	1,16	1,02	1,40	42,08
5.7	Esperas B500S Ø6	12	1,07	0,47	0,65	7,76
5.8	Estribos B500S Ø6	5	0,82	0,36	0,50	2,48
5.9	Separador	8			0,15	1,20
5.10	Encofrado	8	5,16		4,01	32,07
TOTAL = 1.238,38 €						

2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL

DESCRIPCIÓN	PRECIO
1. Cimentación.	1.238,38 €
2. Estructura metálica.	15.417,85 €
3. Electricidad.	383,73 €
4. Comerciales.	17.188,00 €
TOTAL = 34.227,96 €	

3. PRESUPUESTO EJECUCIÓN POR CONTRATA

DESCRIPCIÓN	PRECIO
1. Presupuesto de ejecución material.	34.227,96 €
2. Gastos generales (13%).	4.449,63 €
3. Beneficio Industrial (6%).	2.053,68 €
TOTAL = 40.731,27€	

4. PRESUPUESTO FINAL

DESCRIPCIÓN	PRECIO
1. Presupuesto por contrata.	40.731,27 €
2. Gastos de redacción del proyecto	2800 €
3. I.V.A. (21%)	9.141,57 €
TOTAL = 52.672,84 €	

El presupuesto de ejecución material del presente proyecto asciende a la cantidad de TREINTA Y CUATRO MIL DOSCIENTOS VEINTISIETE EUROS CON NOVENTA Y SEIS CÉNTIMOS (34.731,96 €).

El presupuesto de ejecución por contrata asciende a la cantidad de CUARENTA Y MIL SETECIENTOS TREINTA Y UN EUROS CON VEINTISIETE CÉNTIMOS (40.731,27 €).

El presupuesto final del puente grúa diseñado, incluyendo gastos de redacción del proyecto, asciende a la cantidad de CINCUENTA Y DOS MIL SEISCIENTOS SETENTA Y DOS EUROS CON OCHENTA Y CUATRO CÉNTIMOS (52.672,84 €).